

# ARMIERTER BETON.

1909. OKTOBER.

## INHALT:

Das Kraftwerk des kommunalen Elektrizitätswerkes „Mark“ A.-G. und seine Nebenanlagen. Von Betriebsingenieur L. Kollbohm und Dr.-Ing. K. Mautner (Düsseldorf). S. 383.

Die neuesten Versuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Mitgeteilt von Professor M. Foerster (Dresden). S. 393

Zur Theorie der Verbundkörper. Von Dr. Alfons Leon (Wien). (Schluß von S. 351.) S. 408.

Beitrag zur Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten. Von Dipl.-Ing. W. Hohmann (Hannover). S. 416.

Neue Versuche amerikanischer Forscher. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 422.

Bericht über den V. Kongreß des internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Von Dozent A. R. Christensen (Kopenhagen). S. 424.

Bericht des Unterausschusses der internationalen Betonkommission für die Vereinheitlichung der Bezeichnungen. S. 430.

Eisenportlandzement, Portlandzement und die Schlackemischfrage. S. 430.

Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 432.

Mitteilungen über Patente. S. 440. — Verschiedene Mitteilungen. S. 442. — Bücherbesprechungen. S. 442. — Neue Bücher. S. 442.

## DAS KRAFTWERK DES KOMMUNALEN ELEKTRIZITÄTWERKES „MARK“ A.-G. UND SEINE NEBENANLAGEN.

Von L. Kollbohm,  
Betriebsingenieur des Kom. E. W. „Mark“ A.-G.

und Dr.-Ing. K. Mautner,  
Obering. der Fa. Carl Brandt, Düsseldorf.

Das Kommunale Elektrizitätswerk Mark A.-G. wurde im Jahre 1906 von den beteiligten Kommunalverwaltungen zum Zwecke der Stromversorgung der Städte Hagen i. W., Hohenlimburg, Iserlohn, Altena, Lüdenscheid, Haspe und Schwerte, der Landkreise Altena und Hagen, der Ämter Lüdenscheid und Halver, ferner der Akkumulatorenfabrik A.-G. und der Continentalen Gasgesellschaft Dessau, Werk Eckesey, gegründet.

Mit dem Bau des Kraftwerkes wurde im Mai 1907 begonnen und konnte das Werk fast genau ein Jahr darauf in Betrieb genommen werden. Die Gebäude bedecken eine Grundfläche von 3500 qm und sind, wie in der Folge dargelegt, von Grund auf in Eisenbeton ausgeführt.

Zur besseren Orientierung sei nunmehr einiges über die Betriebseinrichtungen des Kraftwerkes und des zugehörigen Kabelnetzes vorausgeschickt.

Eine mit Einphasenwechselstrom von 1000 Volt Spannung betriebene, normalspurige Lokomotive bringt die von den Zechen eintreffenden Kohlenzüge von der etwa 1,5 km entfernt liegenden Station Herdecke-Nord zum Betriebsbahnhof des Kraftwerkes; hier wird die Kohle zunächst gewogen und dann in der weiter unten beschriebenen Weise den im Kesselhausinnern befindlichen, 600 t fassenden Kohlenbunkern zugeführt.

Aus diesen fällt die Kohle durch geneigte Fallrohre direkt in die Schüttrichter der Kettenröste, welche gleichfalls elektrisch angetrieben sind und

eine sehr rationelle, praktisch absolut rauchfreie Verbrennung gewährleisten.

Durch die Verbrennung der Kohle wird in den z. Zt. vorhandenen 8 Stück Babcock & Wilcox-Patentwasserrohrkesseln von je 350 qm (insgesamt also 2800 qm) Heizfläche der zum Betriebe der Dampfturbinen nötige Dampf erzeugt, und zwar besitzt dieser einen Betriebsdruck von 12 Atm. und eine Überhitzungstemperatur von 350 Grad Celsius.

Das Kesselspeisewasser wird zu 90 v. H. von der Oberflächenkondensationsanlage aus dem von den Dampfturbinen verbrauchten Dampf absolut ölfrei zurückgewonnen, während 10 v. H. durch gewöhnliches Ruhrwasser ersetzt werden. Die Speisung der Kessel erfolgt durch zwei Dampfspeisepumpen von je 60 000 Liter Stundenleistung. Der in den Kesseln erzeugte Dampf verrichtet seine Arbeit nunmehr in den Dampfturbinen.

Im Betriebe befinden sich z. Zt. 2 Stück Dampfturbinen (System Brown, Boveri-Parsons) von je 4500 Pferdestärken bei 1500 minutlichen Umdrehungen. Jede dieser Dampfturbinen ist direkt gekuppelt mit einem Generator, welcher Drehstrom von 10 000 Volt und 50 Perioden erzeugt und eine Leistung von 3000 Kilowatt hervorbringt. Ein weiteres Maschinenaggregat von 7500 P.-S. und 5000 Kilowatt Leistung befindet sich im Bau und wird zum Herbst dieses Jahres betriebsfertig.



Der Baugrund bestand von Geländeoberfläche an aus einer etwa 3 m starken von Sandnestern durchsetzten Schichte von mäßiger Tragfähigkeit, darunter aus gutem Kiesboden von 3—4 kg/cm<sup>2</sup> Beanspruchungsfähigkeit. Das höchste Hochwasser,

welches der Bemessung der Gründungsabmessungen zugrunde zu legen war, ist + 92, somit 2 m über Kellersohle.

Es war nun vorerst beabsichtigt, unter dem ganzen Kessel- und Maschinenhause eine durch-

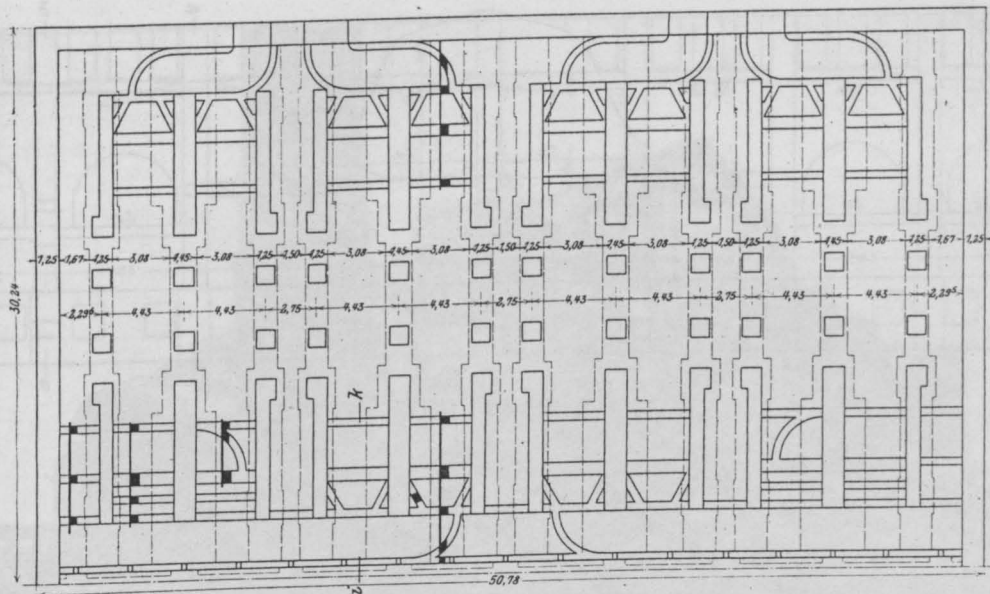


Fig. 2. Kesselhaus.

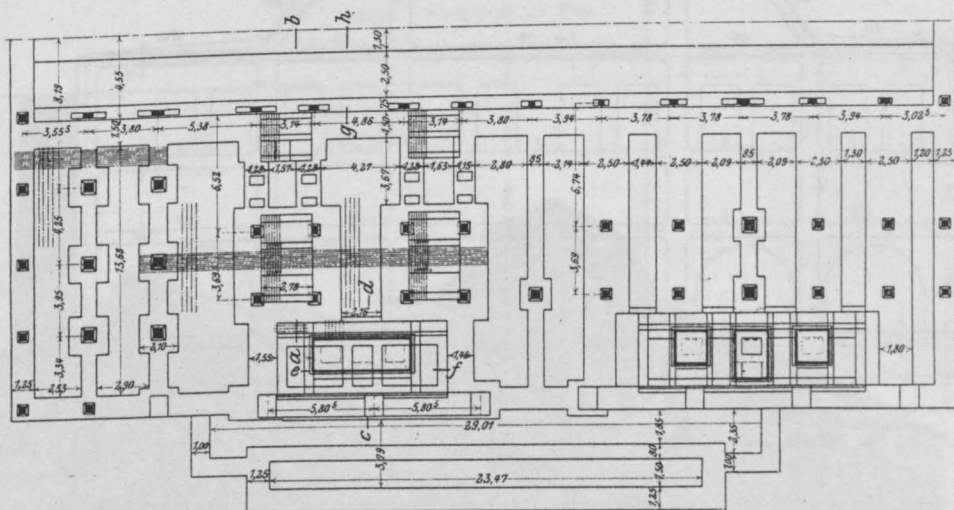


Fig. 3 a. Fundierungsplan Maschinenhaus.

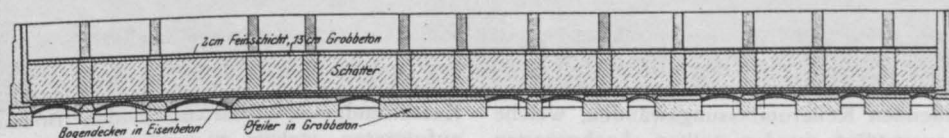


Fig. 3 b. Längenschnitt durch die Fundierung.





zu Verletzungen der Feinschicht und Isolierung hätten führen können.

Es wurde daher eine Gründungsart angestrebt, bei welcher der Baugrund in allen Teilen zuverlässig gleichmäßig beansprucht ist und dabei die

Ausgleichung des Auftriebes mit Sicherheit erfolgen kann.

Man übertrug die vorerwähnten Stützen- und Maschinenlasten durch bis auf den guten Baugrund hinabgeführte Stampfbetonbankette derart, daß

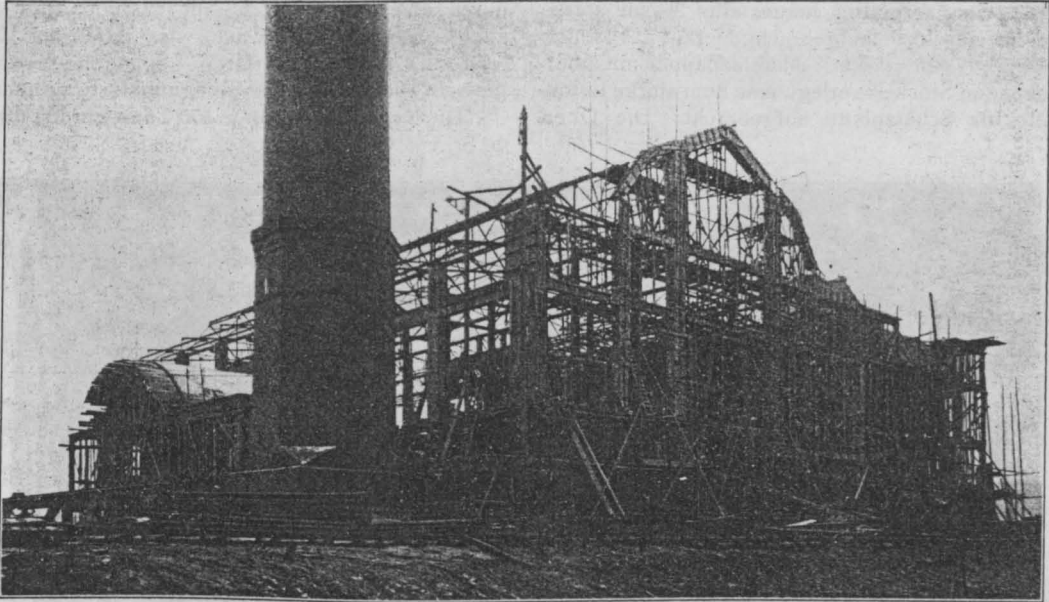


Fig. 5. Kraftwerk im Bau.

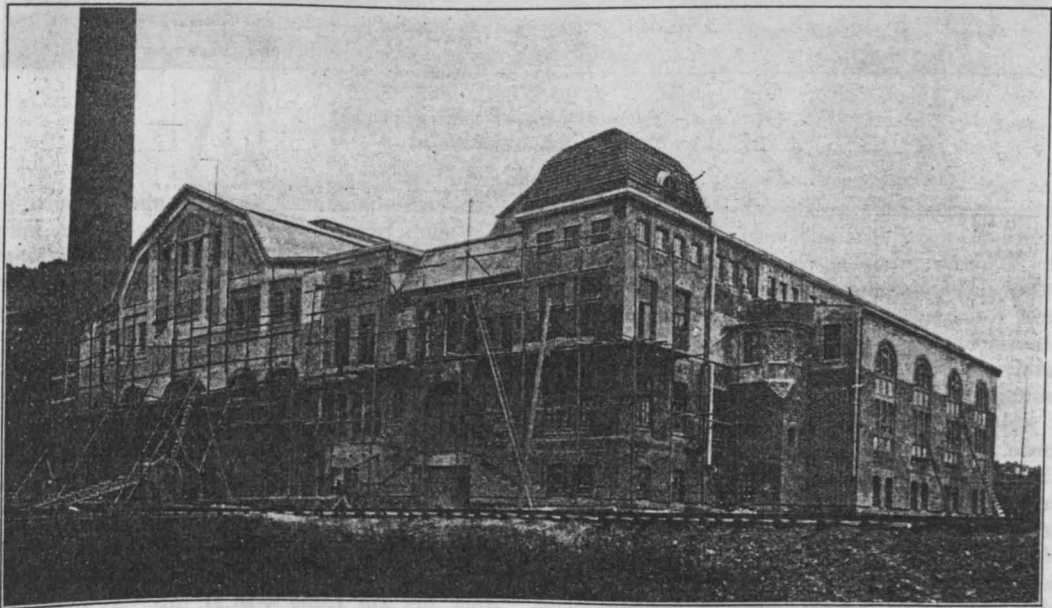


Fig. 6 Außenansicht.

dieser gleichmäßig mit  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht wird. Die Sohle der Bankette liegt auf etwa  $+86,50$ . Zwischen diesen Banketten (vergl. Fundierungsplan, Längenschnitt Fig. 3) wurden Eisenbetondecken gespannt, die mit Sicherheit eine Last von  $2,00 \text{ m}$  starker Schottereinfüllung (von ca.  $3800 \text{ kg/qm}$ ) zu tragen vermögen; auf diese Eisenbetondecken wurde eine sorgfältig hergestellte  $2\frac{1}{2} \text{ cm}$  starke Zementfeinschicht aufgebracht, hierauf das Isoliermaterial ( $7 \text{ mm}$  starke Asphaltfilzpappe) mit überdeckenden Stöcken verlegt, eine  $8 \text{ cm}$  starke Betonplatte als Schutzplatte aufgebracht. Die Ober-

Stützen-, Turbinen- und Pumpenfundamente übertragenen Lasten ziemlich kompliziert.

Einige konstruktive Schwierigkeiten ergaben sich auch noch durch die wasserdichte Einkapselung der zwei Brunnenanlagen im Maschinenhaus und des mittleren Saugkanales.\*) Erstere geschah durch Winkelstützwände in Eisenbeton, letztere durch eine mit den nachbarlichen Banketten verankerte Bogenplatte, welche das durch die Höhlung des Kanales verloren gegangene Gegengewicht des Auftriebes biegungsfest aufnimmt.

Die Kessellasten von je  $570 \text{ Tons}$  wurden durch

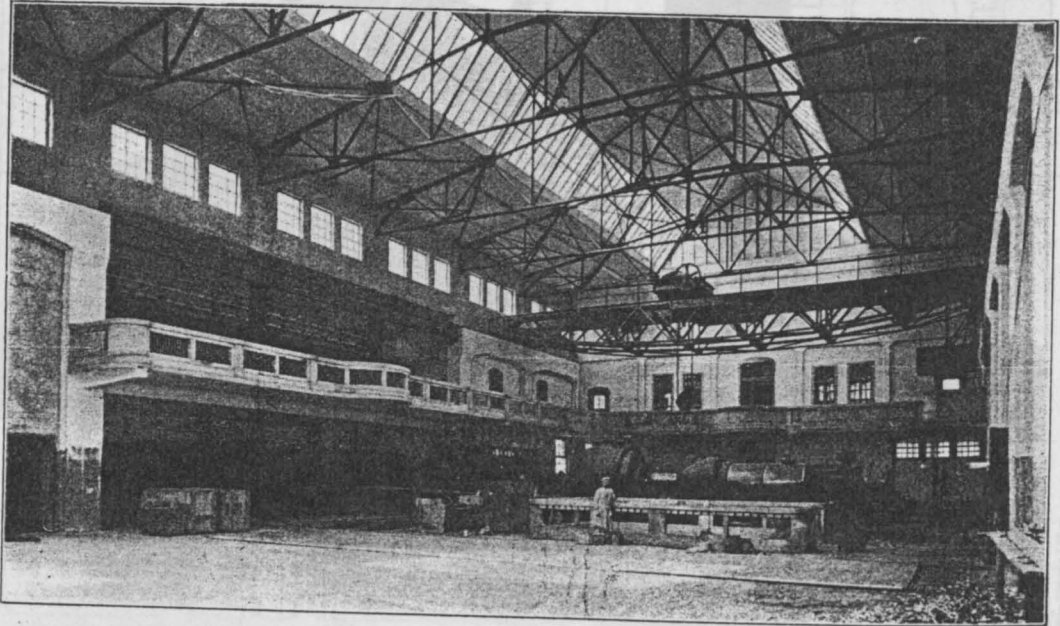


Fig. 7. Maschinenhaus (Innenaufnahme).  
(Eisenbetonkranbahn).

kante der Schutzplatte lag auf  $+87,85$ . Auf die wagerecht abgegliche Schutzplatte wurde dann eine Schottereinfüllung von  $2 \text{ m}$  Stärke bis auf  $+89,85$  eingeschlämmt, auf welcher dann eine  $13 \text{ cm}$  starke Kellerfußbodenplatte mit einer  $2 \text{ cm}$  starken Feinschicht hergestellt wurde. Die bis auf  $+95$  massiv in Stampfbeton ausgeführten Kellerumfassungen sind mit vertikaler Teilung versehen, in welcher die gesamte Isolierung hinaufgeführt wurde. Da die Eisenbetonplatte nur die ganze Schotterlast übertragen soll (wenn kein Auftrieb wirkt), dürfte sie keine Bodenreaktionen erfahren und wurde daher etwa  $60 \text{ cm}$  vom Grunde hohl gelegt. So konnte auch die Schalung für die Eisenbetondecke stückweise durch Ausziehen unter der Platte wieder entfernt werden. Der Grundriß der Fundierung gestaltete sich zufolge der verschiedenen durch Kesselfundamentrippen,

kräftige Betonmauern auf die Bankette übertragen. Das Mauerwerk der Rauchzüge wurde mittels Eisenbetonbalken auf diese Rippen abgelenkt.

Die Bauausführung konnte bei niedrigem Wasserstand der Ruhr im Spätsommer und Herbst 1907 ungehindert erfolgen.

Das Schottermaterial für die Plattenauffüllung wurde von einem dem Kraftwerke  $20 \text{ m}$  höher nördlich, gegenüberliegenden Bruche durch unter  $40^\circ$  geneigte Blechrohre in einen Steinsilo befördert und von diesem in die Kippwagen entleert und auf die Platte befördert. —

Die Fundierung bestand ihre erste Probe bei dem im Februar 1909 aufgetretenen Ruhrhochwasser zur vollsten Zufriedenheit. Das Hochwasser stieg bis zur Höhe  $+91,21$ , also nur  $80 \text{ cm}$  unter

\*) Vergl. Zeichnung Fig. 8.

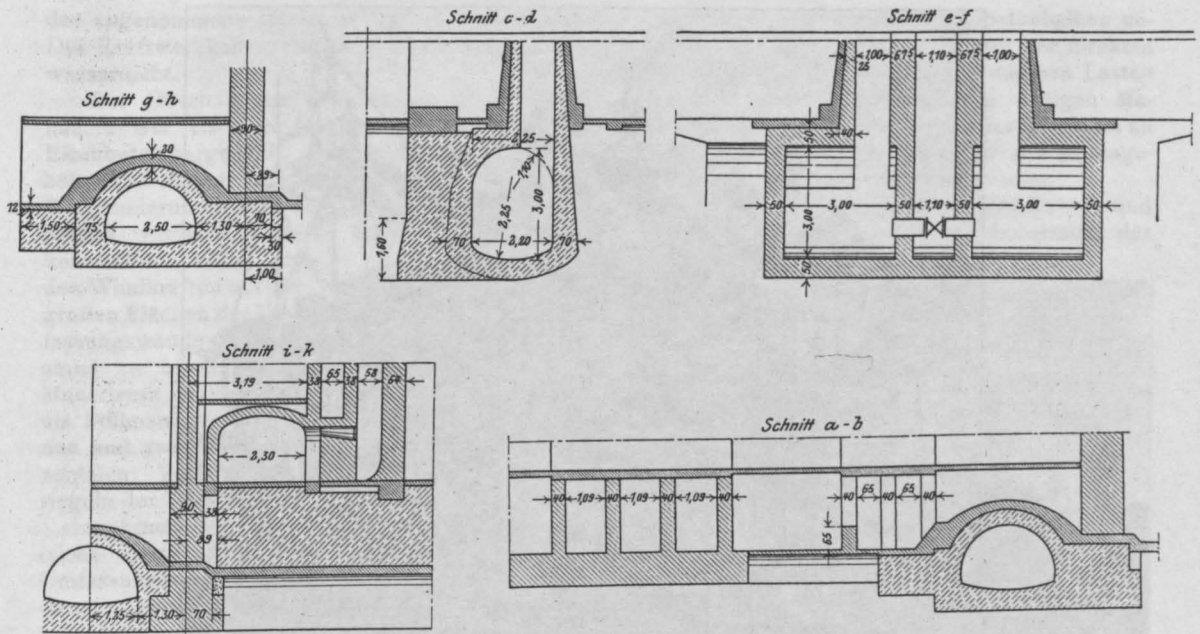


Fig. 8. Einkapselung der Brunnen und des Saugkanales.

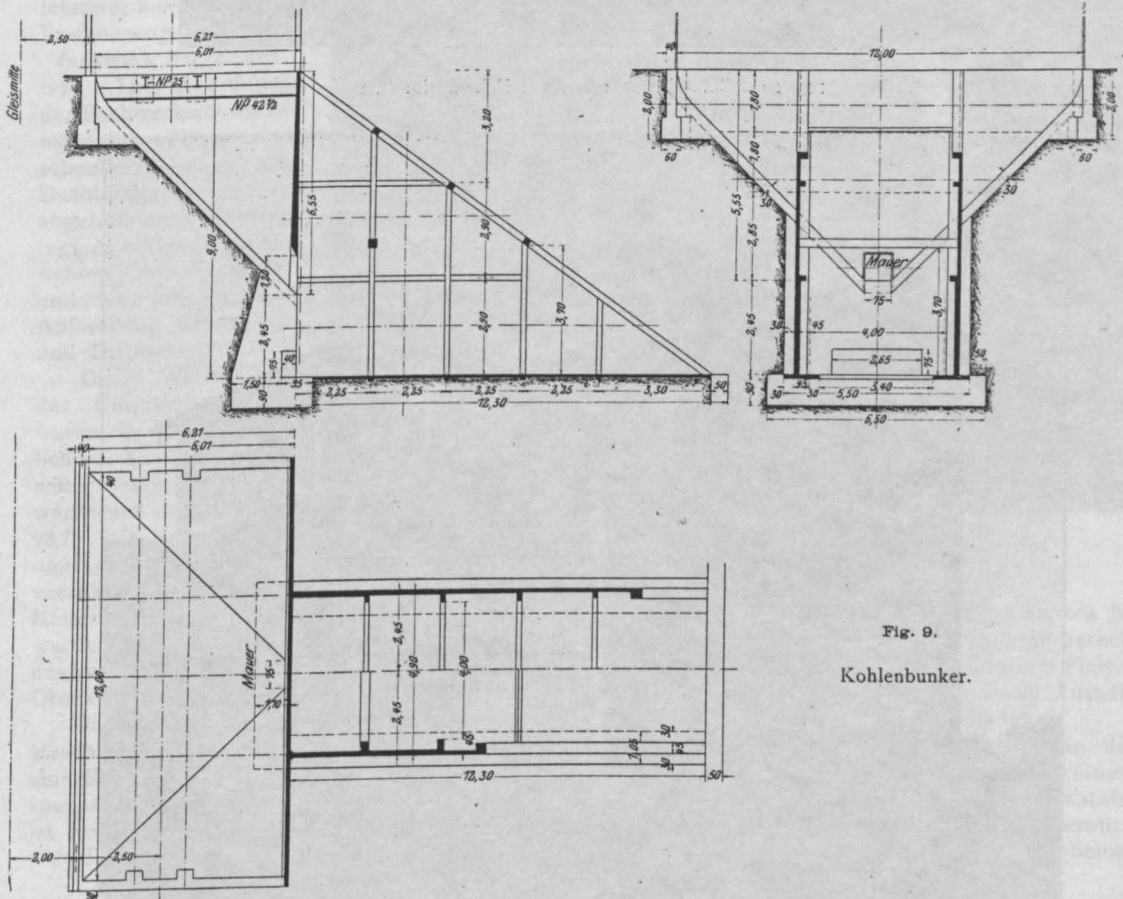


Fig. 9.

Kohlenbunker.



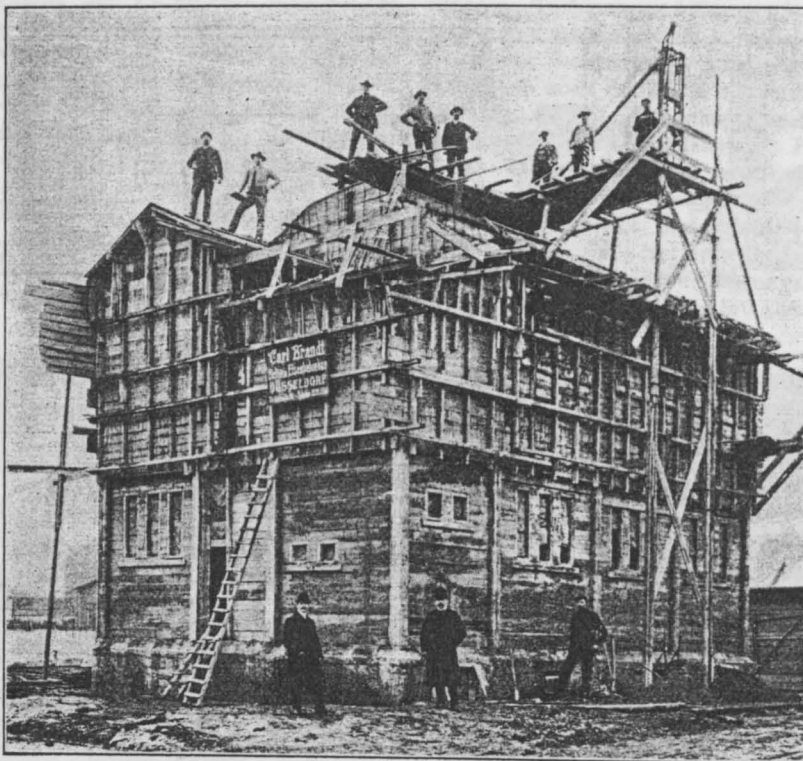


Fig. 10 a. Transformatorenstation Eckesey im Bau.

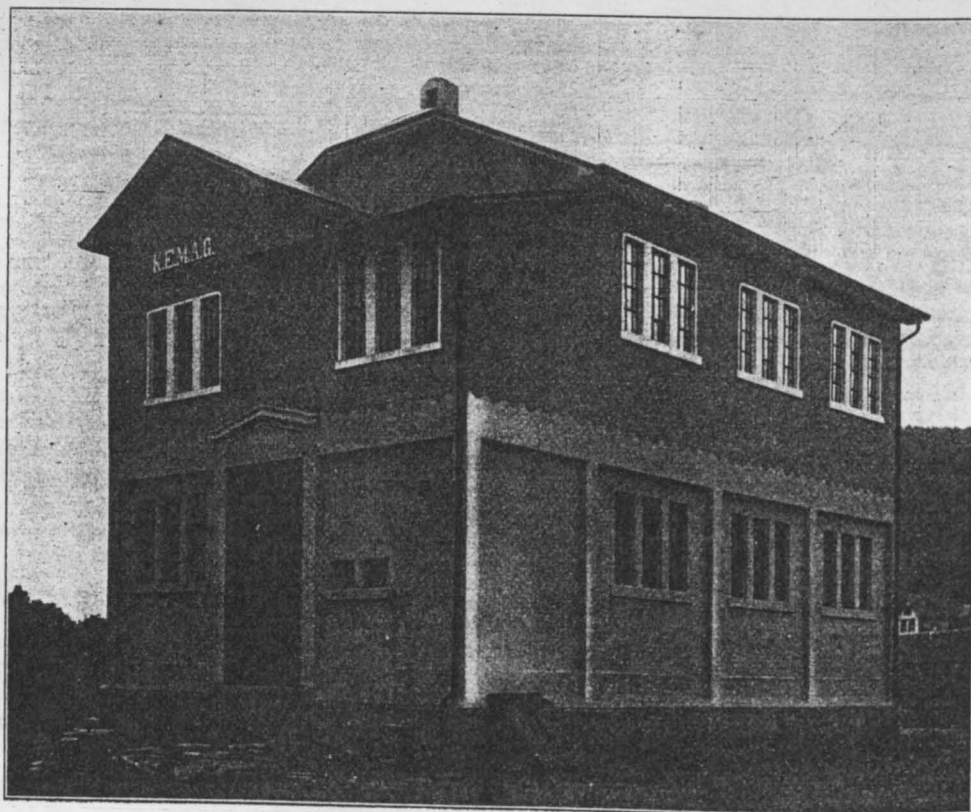


Fig. 10 b. Transformatorenstation (vollständig in Eisenbeton).



das angenommene Maximum (vgl. die Abbildung). Der Kraftwerkceller erwies sich als vollkommen wasserdicht.

Der Oberbau des Kraftwerkes ist mit Ausnahme der eisernen Dachkonstruktion ganz in Eisenbeton hergestellt. Durch die große Geschoßhöhe von 10,50 m von Oberkante Kellerdecke bis Dachbinderunterkante des Kessel- und Maschinenhauses wurde eine starke Eisenbetonfachwerkskonstruktion nötig, um den Windkräften auf die großen Flächen der Umfassungswände Widerstand zu bieten. Das Mauerwerk sollte nur als Füllmauerwerk dienen und zwischen horizontalen Versteifungsriegeln der Windstützen eingebracht werden (siehe Zeichnung der Umfassungswände). In dieser Weise wurden alle Umfassungen mit Ausnahme des Ostgiebels ausgebildet, welcher letzterer behufs späterer Erweiterung in Eisenfachwerk hergestellt war. Die Anordnung der Fachwerkstützen ermöglichte ferner eine schnelle Montage der Dachbinder auf den eben abgeordneten Stützen (vgl. Abbildung), das Errichten der Kranbahn und damit die leichtere Aufstellung der Kessel und Turbinen.

Die Windstützen der Umfassungswände waren in durchschnittlich 5 m Abstand voneinander angeordnet und waren auf der Höhe + 92,75 mit dem Kellerumfassungsmauerwerk verankert. Durch die Kellerdecke gegen den Winddruck gestützt, wurden sie als durchlaufende Träger über zwei ungleiche Felder berechnet und auf exzentrischen Druck dimensioniert.

Die Mittelwandstützen und die Stützen der Maschinenhauslängswand sind auf Höhe 102 durch eine Eisenbetonkranbahn verbunden. Diese überspannt sieben Felder von 5,8 m Spannweite und ist für einen tatsächlichen größten Raddruck von 17,5 Tons bei 3,00 m Radstand konstruiert. Die

Laufschienen sind auf den Eisenbetonbalken unmittelbar montiert, somit ist dieser der direkten Einwirkung der bedeutenden dynamischen Lasten ausgesetzt (siehe Abbildung des fertigen Maschinenhauses Fig. 7). Drei Felder der Kranbahn an der Schaltbühne mußten indessen aus Montage-rücksichten in Eisen konstruiert werden.

Die Decken über dem Keller des Kessel- und des Maschinenhauses wurden in Anbetracht der

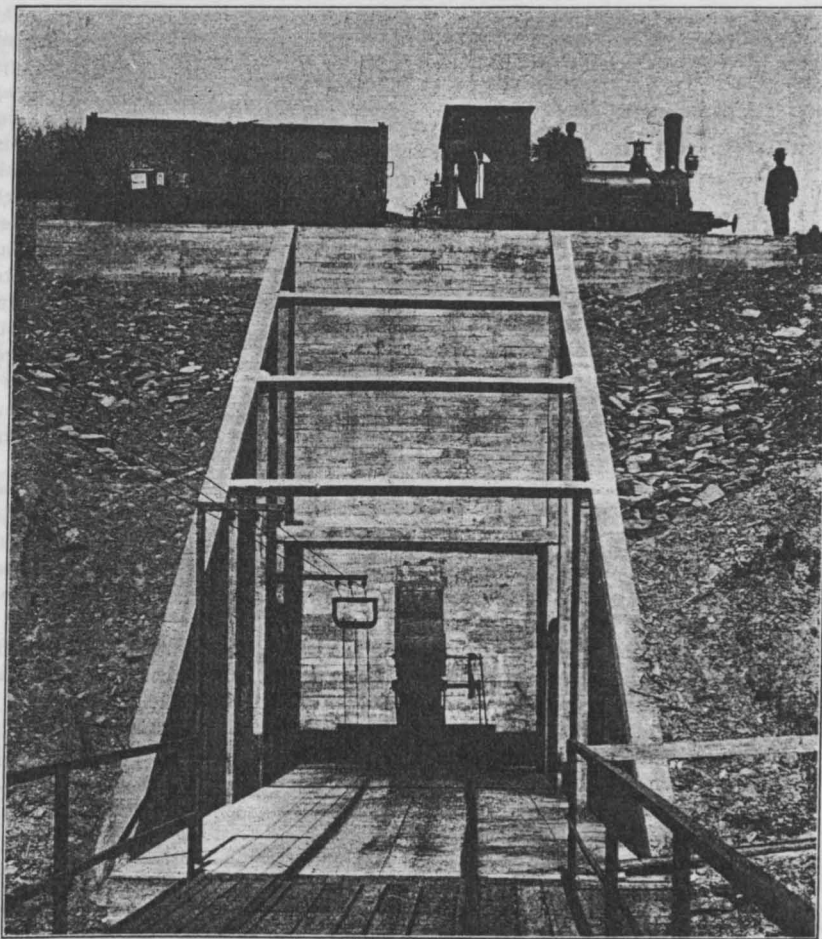


Fig. 11. Kohlenbunker.

bei Montagen auftretenden zufälligen Lasten für hohe Nutzlasten (1200 bzw. 2500 kg/qm) berechnet und durchweg als kreuzweise armierte Platten ausgebildet, um an allen Stellen leicht Ausnehmungen und Schlitzte herstellen zu können.

Die 2,50 m frei ausladende Konsole an der Südwand und dem Westgiebel des Maschinenhauses dient als Schaltbühne, hat die Schalttafel zu tragen und ermöglicht einen guten Überblick für das Maschinenhaus. Durch eine Eisenbeton-

brüstung abgeschlossen bringt diese Galerie auch eine ästhetisch befriedigende Wirkung hervor.

Der nördliche Kesselhausvorbau ist durch ein Eisenbetonbogendach überdeckt.

Von den Nebenanlagen des Kraftwerkes werden vielleicht die vollständig in Eisenbeton erbauten Transformatorenhäuschen interessieren, die nach verschiedenen Typen in größerer Anzahl errichtet wurden.

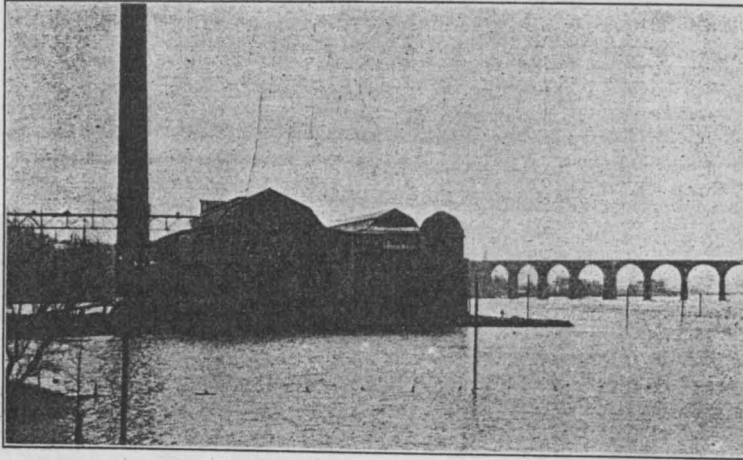


Fig. 12. Das Kraftwerk im Hochwasser der Ruhr, Februar 1909.

Die größeren derselben von  $8 \times 12$  m Grundrißfläche sind zweigeschossig, haben Stampfbetonfundamente, einen hohl liegenden Erdgeschoßfußboden in Eisenbeton, Erdgeschoßdecke, Eisenbetondach und Eisenbetonumfassungswände. Die gesamte Tragkonstruktion für die Schalt- und Transformatorenapparate, Schaltzellen- und Blitzschutzzellenwände sind aus 5–8 cm starken, höchst genau zwischen gehobelter Schalung hergestellten Eisenbetonwänden gebildet. (Vergl. Fig. 10).

Die kleinsten dieser Häuschen von nur  $4 \times 5$  m Grundrißfläche sind nur eingeschossig. Beachtenswert ist bei diesen kleinen Eisenbetonbauten die mannigfaltige, manchmal geschweifte Dachform, die den kleinen Stationen eine ganz gefällige Ansicht verleiht.

Vor kurzer Zeit explodierte eine größere dieser Stationen durch Entzündung von Gasen, die sich aus den Ölschaltern entwickelt hatten. Es ist vielleicht für die große Steifigkeit der Eisenbetonwände charakteristisch, daß große Platten von  $3 \times 2$  m (die Giebelwand) in einem Stücke herausgerissen wurden. Ein gutes Zeichen für die Halt-

barkeit der Konstruktion selbst in solch katastrophalen Fällen ist die völlige Unversehrtheit des unteren Geschosses. Nur die schwächer konstruierten Umfassungswände hatten Schaden gelitten und dadurch auch das Dach zum Nachrutschen gebracht\*).

Von den übrigen Nebenanlagen verdient noch die Kohlenförderanlage Beachtung. Dem Kraftwerk nördlich gegenüber liegt ein unter  $45^\circ$  geneigter Berghang, an dem etwa 20 m über dem Kraftwerkgebäude in einem Bahnanschnitte die Anschlußgleise der „Mark“ liegen. Dort werden die Bahnwagen auf einen Eisenbetonkohlenbunker geführt, zwischen dessen Böschungsfüßeln die elektrisch beförderten Kohlenwagen auf einem Plateau beladen und über eine eiserne Brücke auf Turmpfeilern bis zum Kesselhausdach gefahren werden. Dort wird die Kohle direkt in die am Kesselhausdach angehängten großen Bunker entleert.

Der Eisenbetonbunker faßt etwa 100 Tons Kohle. Es war besonders die Gefahr des Abrutschens des voll belasteten Bunkers, der hart an dem steilen Berghang liegt, zu berücksichtigen. Es wurde eine solche Form für den Bunker gewählt, daß die horizontale Seitenkraft des Totalgewichtes noch mit Sicherheit durch die Reibung der horizontalen Seitenflächen ins Gleichgewicht gebracht wird. Überdies bilden die gegenseitig verriegelten Eisenbetonböschungsfüßeln noch einen weiteren Schutz gegen das Gleiten.

Die Konstruktion ist aus der Zeichnung und Abbildung ersichtlich.

\*) Eine Explosionswirkung ganz anderer Art an einem Eisenbetonobjekte hatte Verfasser Gelegenheit Mai 1909 zu beobachten. Eine Monierbrücke über einen Bahneinschnitt von 16 m Spannweite, schief, von 25 cm Scheitel- und 40 cm Kämpferstärke wurde behufs Erweiterung des Einschnitts zur Unterbringung zweier neuer Gleise gesprengt. Es wurde eine ungewöhnlich starke Ladung von (Pikrin) Sprengkörpern im Scheitel nach entfernter Überschüttung mit Erddämmung eingesetzt und elektrisch zur Explosion gebracht. Die ganze Brücke fiel sofort in große Trümmer. Nur kurze Stücke an den Widerlagern hielten sich konsolartig.

Die Eiseinlagen waren auf große Längen aus dem Beton herausgerissen, zeigten frische Rißstellen mit bis auf die Hälfte kontrahierter Querschnittsfläche.

## DIE NEUESTEN VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON,

*durchgeführt an der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt im Jahre 1908 von C. Bach  
unter Mitwirkung von O. Graf,\*) mitgeteilt von Professor M. Foerster in Dresden.*

Die neuerdings ausgeführten Versuche bezwecken, über die Größe des Gleitwiderstandes des einbetonierten Eisens im gebogenen Balken Auskunft zu geben, wenn der Wasserzusatz, Sand und andere Zuschläge, sowie das Mischungsverhältnis Änderungen erfahren, besondere Eisen Verwendung finden oder die Lagerungsverhältnisse verschiedenartig sind.

### A. Die Versuche

(Biegeversuche mit frei auf zwei Punkten aufliegenden, bewehrten Balken) fanden — soweit sie

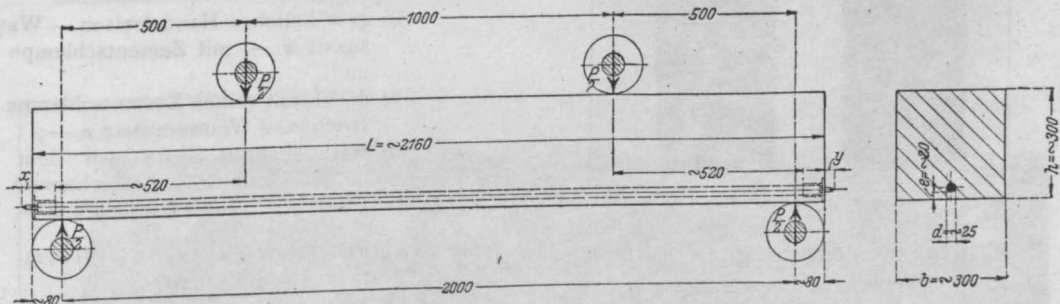


Fig. 1.

Normalversuche sind — unter den folgenden Bedingungen statt:

1. Alter der Versuchskörper 45 Tage;
2. Zement: Portlandzement der Heidelberger Aktiengesellschaft mit rund 25 kg/qcm Zugfestigkeit und 250 kg/qcm Druckfestigkeit bei der Normenprobe nach 28 Tagen; vergl. auch Aufgabe IV;
3. Sand und Kies: Rheinsand von 0 bis 7 mm, Rheinkies von 7 bis 25 mm Korngröße, aus der Nähe von Speyer; Abänderung vergl. weiter unten;
4. Betonzusammensetzung: 1 Zement : 2 Sand : 3 Kies bzw. abgeändert; vergl. weiter unten;
5. Wasserzusatz:\*\*)

\*) Vergl. hierzu Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Heft 72 bis 74, Berlin 1909, Kommissionsverlag von Julius Springer. — Die obigen Mitteilungen erfolgen im Einverständnis mit dem Verfasser — Baudirektor v. Bach —, dem für die Vermittlung der Figuren an dieser Stelle besonders gedankt sei.

\*\*) Diese Wasserzusätze sind weiter unten stets mit  $\alpha$  und  $\beta$  bezeichnet.

- a) ein solcher, wie er für Eisenbetonbauten nicht gut unterschritten werden darf;
- $\beta$ ) ein solcher, welcher als obere Grenze anzusehen ist;

6. Bauart der Balken — vergl. Fig. 1 — mit Einlagen von 25 mm Durchmesser;

7. Lagerung der Versuchskörper:

- a) bis zur Prüfung auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt (vergleiche Forschungsarbeiten, Heft 39, Seite 5);
- b) die erste Woche mit nassen Säcken bedeckt, dann Luftlagerung;

- c) auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt bis 7 Tage vor der Prüfung, dann Luftlagerung.

### B. Die gestellte Aufgabe

erstreckte sich auf die folgenden Einzeluntersuchungen:

#### I. Einfluß des Wassers:

- a) Wasserzusatz:  $\alpha$ ;
- b) "  $\beta$ ;
- c) "  $< \alpha$ , etwa erdfeucht;
- d) "  $> \beta$ .

#### II. Einfluß verschiedener Sande und Zuschläge:\*)

##### 1. Wasserzusatz $\alpha$ und $\beta$ :

- a) 1 Z. : 2 Rhein-S. : 3 Rhein-K.;
- b) 1 Z. : 2 Dresdener S. : 3 Rhein-K.;
- c) 1 Z. : 2 Basaltquetsch-S. : 3 Rhein-K.;
- d) 1 Z. : 2 Kalksteinquetsch-S. : 3 Rhein-K.;
- e) 1 Z. : 2 Rhein-S. : 3 Basaltmaschinenkleinschlag;

\*) Z. = Zement, S. = Sand, K. = Kies.



- f) 1 Z.: 2 Basaltquetsch-S.: 3 Basalt-  
maschinenkleinschlag;  
g) 1 Z.: 2 Rhein-S.: 3 Bims-K.  
2. Wasserzusatz  $\alpha$ :  
h) 1 Z.: 2 Rhein-S.;  
i) 1 Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K.

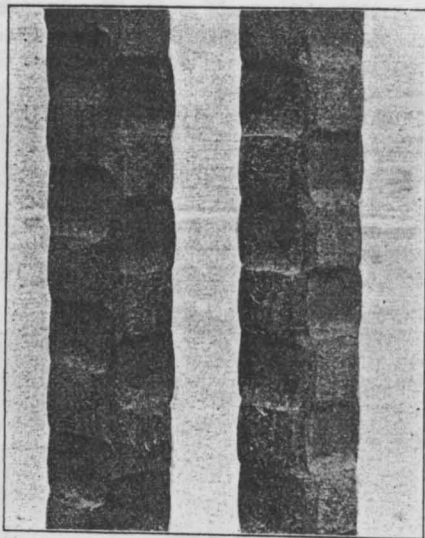


Fig. 2. Johnson-Eisen.

## III. Einfluß des Mischungsverhältnisses:

Wasserzusatz  $\alpha$  und  $\beta$ :

- a) 1 Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K.;  
b) 1 Z.: 1,5 Rhein-S.: 2 Rhein-K.;  
c) 1 Z.: 3 Rhein-S.: 4 Rhein-K.

## V. Einfluß des Alters:

Wasserzusatz  $\alpha$  und  $\beta$ :

Normalzusammensetzung (A. 4.):

- a) Alter 28 Tage;  
b) „ 6 Monate;  
c) „ 1 Jahr.

## VI. Einfluß der Lagerung:

Wasserzusatz  $\alpha$  und  $\beta$ :

Vergl. A. 7., a, b, c.

## VII. Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit bei Rundeisen:

Während zu den Versuchen I. bis VI. gewöhl. Handelseisen Verwendung fand, das vor dem Einbetonieren leicht abgerieben war, erstrecken sich die Versuche unter VII. auf:

- a) stark rostiges Eisen mit Wasserzusatz  $\alpha$  und  $\beta$ ;  
b) gewöhnliches Handelseisen — Wasserzusatz  $\alpha$  — mit Zementschlempe 1:1 und  
c) desgl. mit reiner Zementschlempe gestrichen — Wasserzusatz  $\alpha$  —;  
d) stark rostiges Eisen, vor dem Einbetonieren mit Zementschlempe 1:1 gestrichen — Wasserzusatz  $\alpha$  —.

## VIII. Einfluß der Querschnittsform des prismatischen Eisens:

Beton nach A. 4., Wasserzusatz  $\alpha$ :

- a) Flacheisen, hochkant;  
b) „ flachliegend;

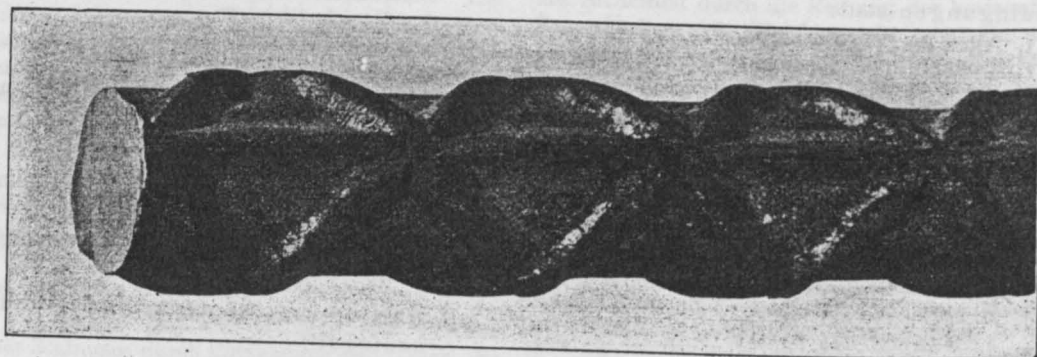


Fig. 3. Diamond-Eisen

## IV. Einfluß des Zementes:

Wasserzusatz  $\alpha$  und  $\beta$ :

- a) 1 Heidelbgr. Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K.;  
b) 1 Stettin-Zülchower Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K.;  
c) 1 Z., der die Normenfestigkeit nicht viel überschreitet: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K.

- c)  $\sim$ -Eisen;  
d)  $\wedge$ -Eisen;  
e)  $\perp$ -Eisen;  
f) I-Eisen.

## IX. Einfluß der Abweichungen von der prismatischen Form des Eisens:

- a) Johnson-Eisen (Fig. 2);



- b) Diamond-Eisen (Fig. 3);
- c) Lug-Eisen (Fig. 4);
- d) Cup-Eisen (Fig. 5);
- e) Wellen- (Doucas-) Eisen (Fig. 6).

- b) desgl. 750, und
- c) 250 mm.

XI. Zug- und Druckversuche (den einzelnen Versuchsreihen angegliedert):

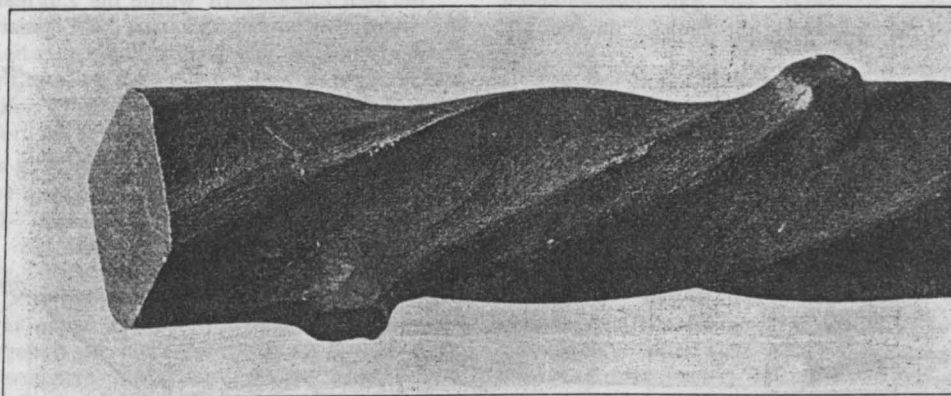


Fig. 4. Lug-Eisen.

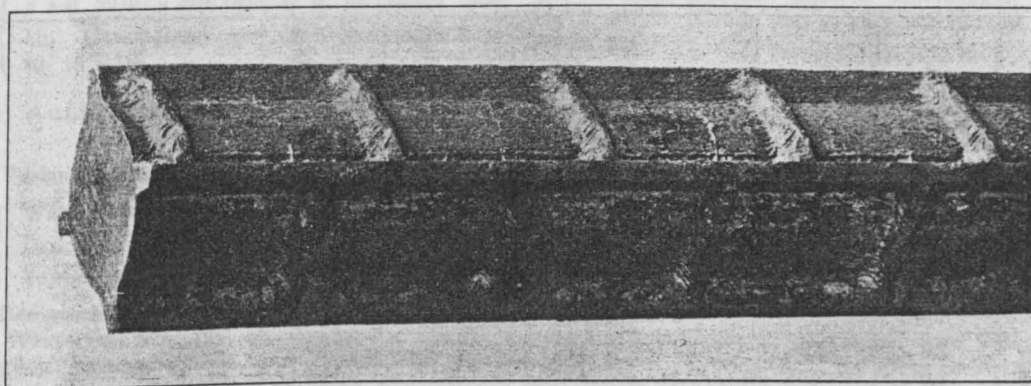


Fig. 5. Cup-Eisen.

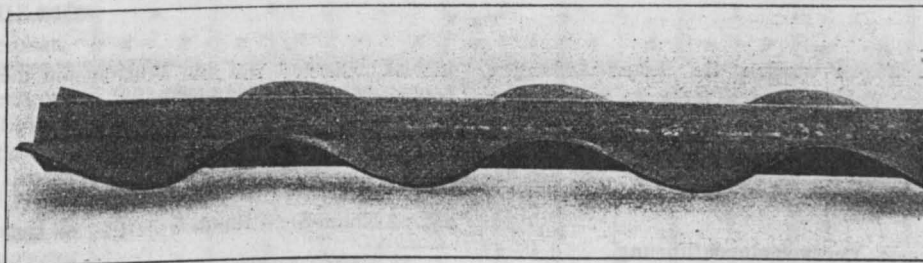


Fig. 6. Wellen-Eisen, Patent Doucas.

X. Einfluß des Abstandes des Kraftan-  
griffes vom Auflager:

- a) Abstand vom Auflager 500 mm (Nor-  
mal-Versuch);

Zugkörper von 20 cm Querschnitt-  
seite der Reihen I. bis IV. und  
VI., desgl. Würfel von 30 cm  
Seite.

## C. Die Herstellung der Versuchskörper.

Nach eingehender normaler Prüfung aller Einzelmaterialien wurden die Balken in wgerecht liegenden Formen aus Tannenholz hergestellt; das Einbringen des Betons erfolgte in vier gleich hohen Schichten; vor dem Feststampfen der ersten Schicht wurde die Einlage unterstopft.

2. die gesamten, bleibenden und federnden Durchbiegungen in Balkenmitte;
3. die Belastung bei Eintritt der Risse und deren Fortschreiten bei einer Laststeigerung;
4. die Bruchlast.

Bei den Zugkörpern wurde die Zugfestigkeit, bei einem Teil von ihnen auch die Elastizität be-

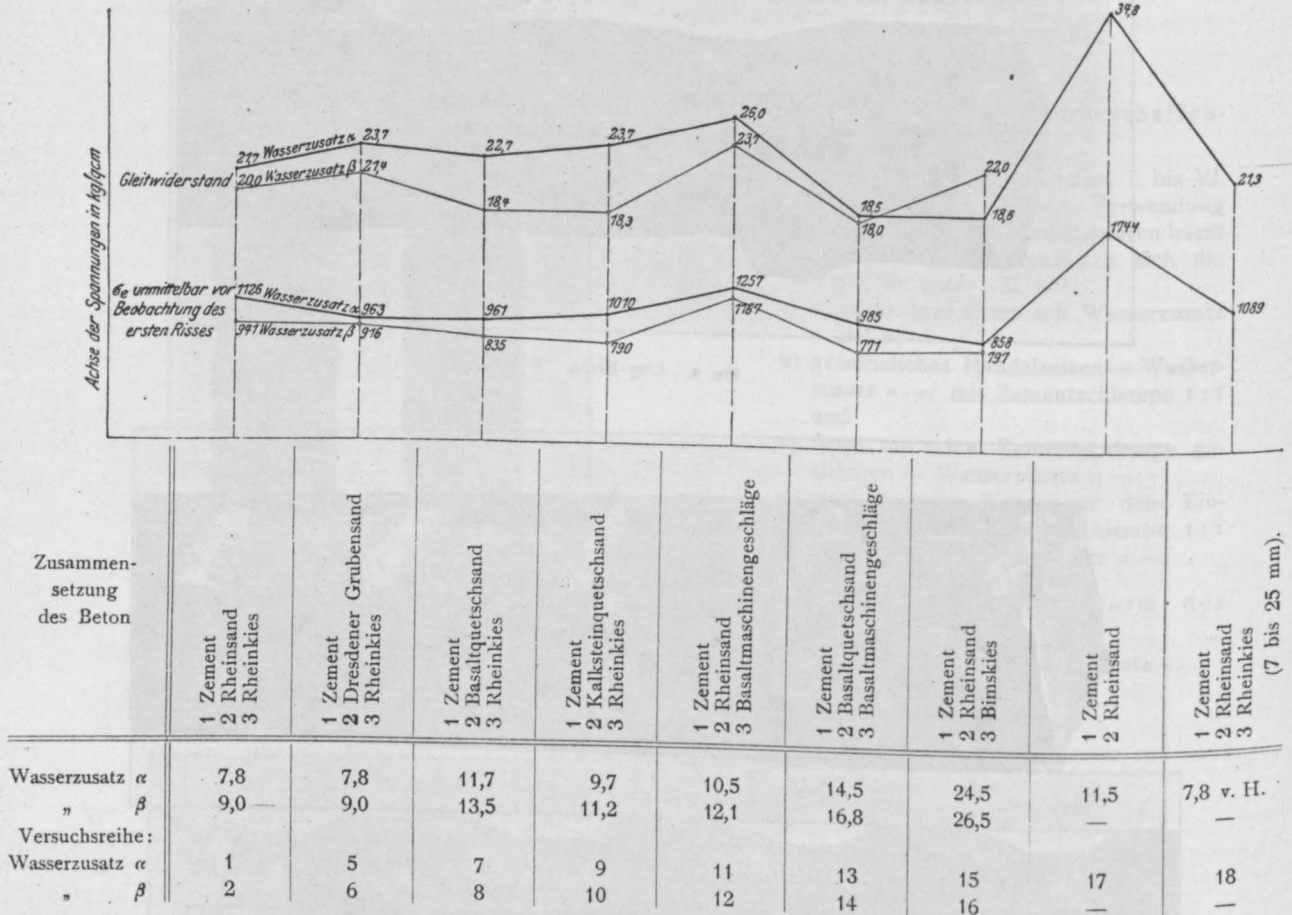


Fig. 7

Nach drei Tagen wurden die Seitenwandungen der Formen entfernt, nach weiteren vier Tagen auch die Böden fortgenommen. Die Herstellung erfolgte in der Materialprüfungsanstalt und zwar wurden erzeugt 194 Balken, 120 Zug- und Druckkörper.

## D. Versuchsdurchführung.

Die Prüfung der Balken erfolgte in derselben Weise wie dies in „Forschungsarbeiten Heft 39,“ S. 7 eingehend beschrieben ist.

Beobachtet wurden:

1. Die Verschiebungen der Eiseneinlagen gegenüber den Stirnflächen der Balken;

stimmt, während bei den Würfeln nur die Druckfestigkeit untersucht wurde.

## E. Versuchsergebnisse\*).

## I. Einfluß des Wassers.

## a) Auf den Gleitwiderstand

1 Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K. Alter 45 Tage. Lage-

\*) Unter Gleitwiderstand versteht Bach bekanntlich den Widerstand, der sich dem Herausziehen des eingelegten Eisens entgegensezt, bezogen auf das qcm Staboberfläche. Wird die Widerstandsfähigkeit des Balkens dadurch erschöpft, daß das Eisen die Streckgrenze überschreitet, oder der Betondruckgurt zerstört wird, so läßt sich naturgemäß der Gleitwiderstand aus der Bruchlast nicht berechnen. Das gleiche gilt auch alsdann, wenn das Eisen mit der umgebenden Betonhülle gelockert wird.

rung auf feuchtem Sande mit nassen Säcken bedeckt.

Wasserzusatz:	6,8	7,8	9,0	10 v. H.
Gleitwiderstand:	24,9	21,7	20,0	18,2 kg/qcm
Verhältnis	1	:	0,87 : 0,80	: 0,75.

Es zeigt sich also das gleiche Ergebnis, daß der Gleitwiderstand mit Zunahme des Wassers abnimmt, wie es die im Jahre 1904 durchgeführten Bachschen Versuche erkennen lassen (Forsch.-Arb. Heft 22, S. 39).

Das gleiche Ergebnis zeigen auch die übrigen hierher gehörenden Versuchsreihen (vgl. Fig. 7). Eine Ausnahme bilden nur die Versuche, bei denen Bimskies zur Verwendung gelangte. Dies erklärt sich daraus, daß dies sehr leichte Material nach oben zu steigen versucht und zwar um so mehr aufschwimmt, je höher der Wassergehalt ist; hiermit ist aber zu gleicher Zeit eine vermehrte Anreicherung an Zement im unteren Betonteil verbunden, die ihrerseits eine verstärkte Haftung des Eisens bedingt; hier stellte sich die Zahl bei Wasserzusatz

a)  $\left\{ \begin{array}{l} \beta \text{ auf } 22,0; \alpha \text{ auf } 18,6; \text{ d. h. es zeigte sich} \\ \text{ein Unterschied von } 22 - 18,6 = 3,4, \text{ d. i.} \\ \text{rd. 15 v. H.} \end{array} \right.$

b) Auf die Druck- und Zugfestigkeit  
des Betons.

Versuchseinzelheiten wie bei a).

b)	Wasserzusatz:	6,8	7,8	9,0	10,0 v. H.
	Druckfestigkeit:	274	224	201	166 kg/qcm
	Zugfestigkeit:	20,0	19,0	17,0	17,3 „

Demgemäß ist — wie bekannt — der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Größe der Druckfestigkeit recht erheblich. Er beträgt für erdfeuchten Beton (6,8% Wasser) und Gießbeton

c)

(10% Wasser)  $274 - 166 = 108 \text{ kg/qcm}$ , d. i. rd. 39 v. H. der Festigkeit des ersteren; hingegen wirkt der Wasserzusatz weniger erheblich auf die Zugfestigkeit ein. Eine weitere Bestätigung dieser Verhältnisse läßt Fig. 9 erkennen.

c) Auf die Elastizitätszahl bei Zugbeanspruchung.

Für Beton mit Wasserzusatz  $\beta$  ist, im Durchschnitt der Dehnungskoeffizient  $\left(a = \frac{1}{E_z}\right)$  ein wenig

größer gefunden worden, als bei Wasserzusatz  $\alpha$ ; es entspricht mithin dem vermehrten Wasserzusatze eine größere Elastizität.

d) Auf die Rißbildung der Balken.

Da die Zugfestigkeit des Betons mit zunehmendem Wasserzusatz abnimmt (Zusammenstellung (b)), treten auch in Übereinstimmung hiermit bei sonst gleichen Versuchsverhältnissen, die ersten Risse um so früher ein, je mehr Wasser der Beton enthält. Die Ergebnisse der Versuchsreihen (a) und (b) läßt Fig. 8 erkennen, während das gleiche auch aus den unteren Linienzügen der Fig. 7 erhellt (Größe von  $\sigma_e$  kurz vor Eintritt der ersten Risse).

e) Auf die Durchbiegung der Balken.

Die Durchbiegung nimmt unter sonst gleichen Verhältnissen mit dem Wasserzusatz zu.

## II. Einfluß verschiedener Sande und Zuschläge.

a) Auf den Gleitwiderstand.

Bei den unter II auf S. 393/394 unter a-i angegebenen verschiedenen Mischungs- und Wasserverhältnissen ergeben sich die folgenden Gleitwiderstände in kg/qcm (vgl. auch Fig. 7).

[illegible]

Aus der Zusammenstellung folgt, daß

1. Dresdener Grubensand zu etwas höheren Werten geführt hat;
2. bei Basaltquetschsand (ähnlich bei Kalksteinquetschsand) und Wasserzusatz  $\alpha$  der Gleitwiderstand etwas höher geworden ist und bei  $\beta$  etwas abgenommen hat;
3. durch den mittelst Maschinen geteilten Basaltschlag der Gleitwiderstand erhöht wird, und zwar um 19,8 (bei  $\alpha$ ) bzw. 18,5 (bei  $\beta$ ) v. H.

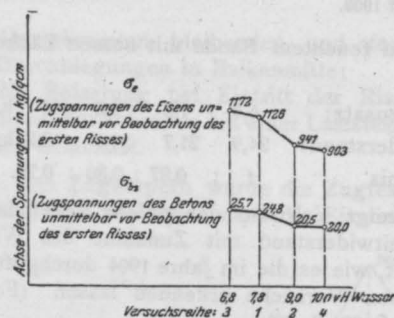
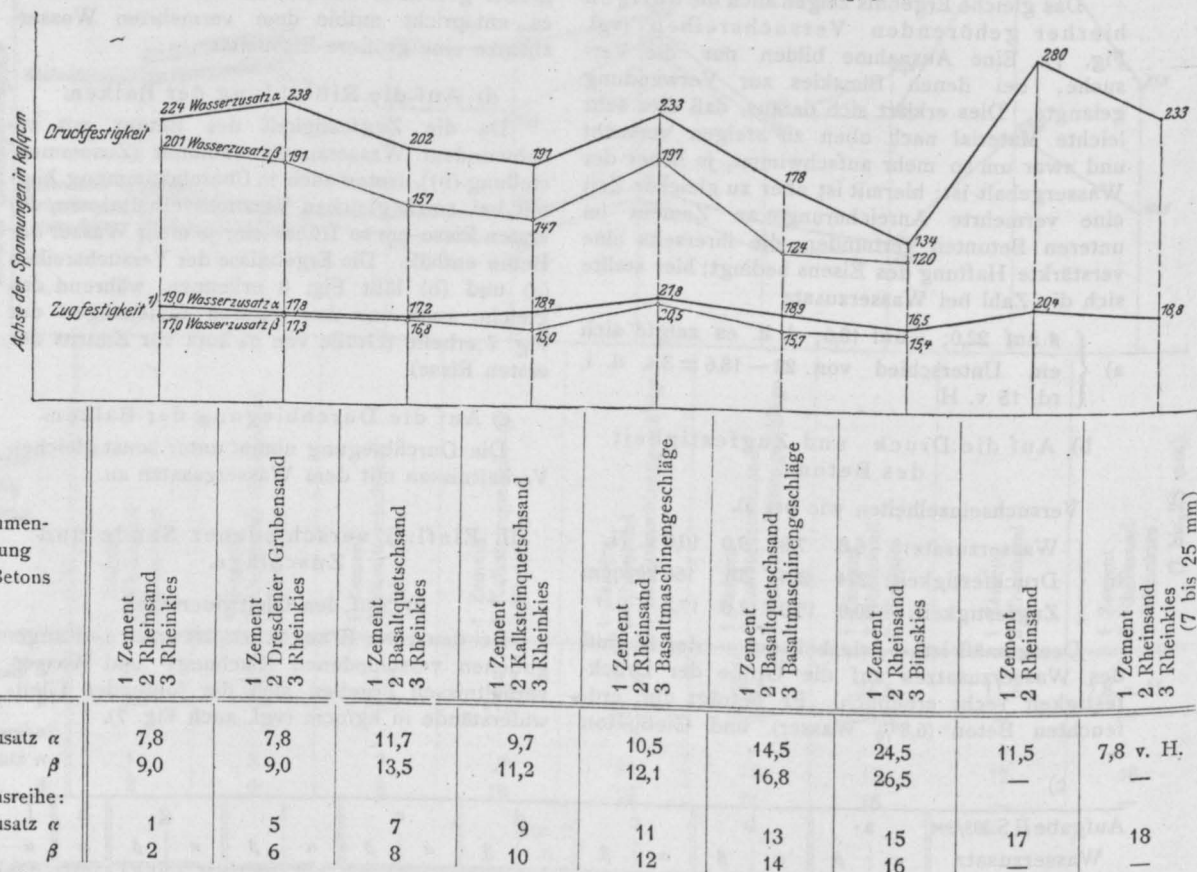


Fig. 8.



1) Der Maßstab für die Zugfestigkeit ist viermal so groß gewählt worden als für die Druckfestigkeit.

Fig. 9.

4. hingegen die Anwendung von Basaltquetschsand an Stelle von Rheinsand zu erheblich geringeren Werten führte (Abnahme 29 bzw. 24 v. H.), ein Ergebnis, das wohl auf die Einwirkung mehlfeinen Basaltstaubes zurückzuführen ist;
5. Bimskies bei Wasserzusatz  $\alpha$ , im Vergleich zu Normalbeton, einen kleineren Widerstand, bei  $\beta$  jedoch einen größeren zeigte (14,3 v. H. Verlust bzw. 10 v. H. Gewinn), eine Erscheinung, die durch die Bemerkung auf Seite 397 ihre Erklärung findet;
6. ein Fortlassen des Kiesel, also die ausschließliche Verwendung von Zementmörtel, bedeutend höhere Gleitwiderstände zeitigte (60 v. H.);
7. geringere Abweichungen in der Korngröße des Kiesel den Gleitwiderstand unerheblich beeinflussen.



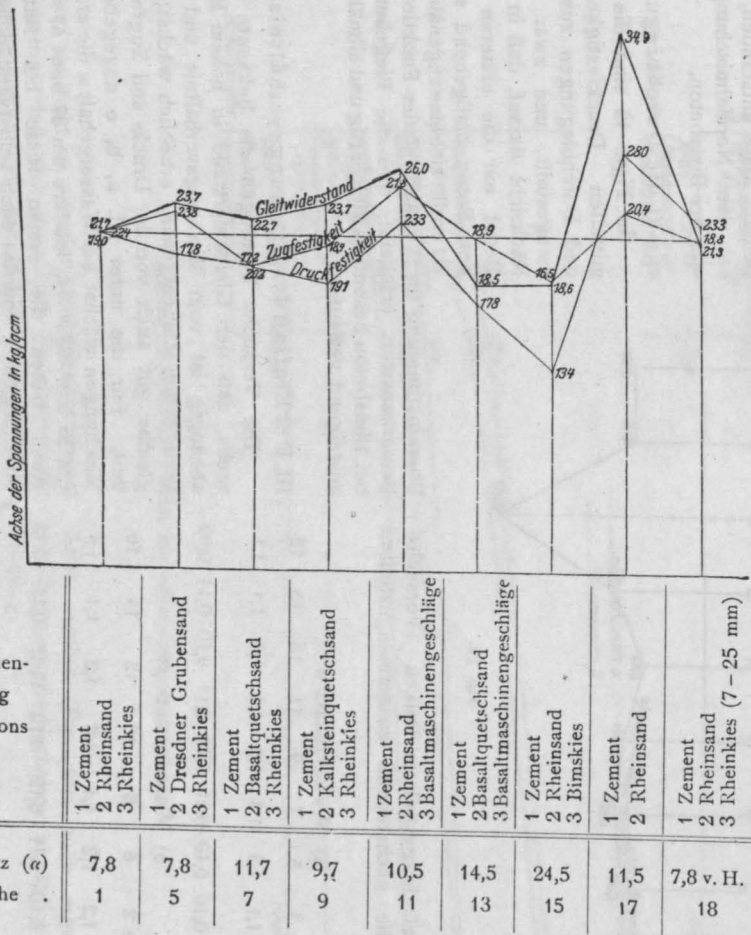


Fig. 10. Beton mit Wasserzusatz (α).

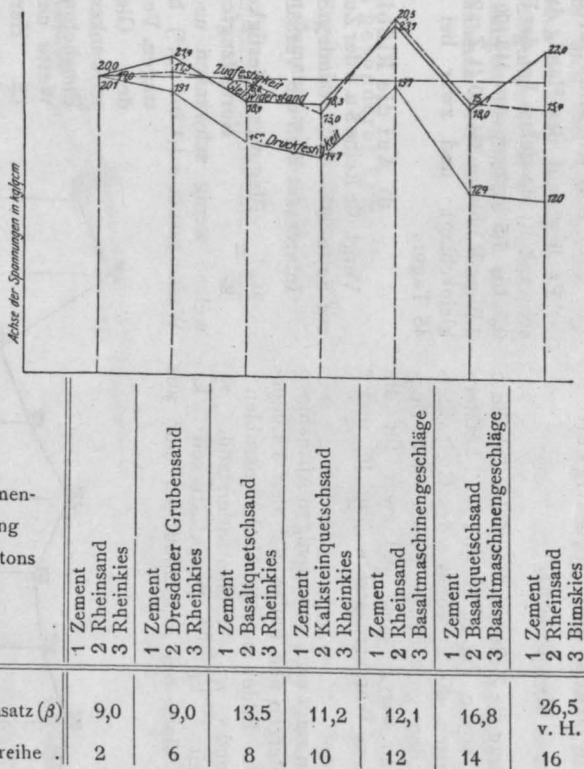


Fig. 11. Beton mit Wasserzusatz (β).

b) Auf die Druck- und Zugfestigkeit  
des Betons.

Vergl. hierzu die Zeilen 2, 3 u. 4 der Tabelle c auf Seite 397 sowie Fig. 9, 10 und 11. Letztere Figuren gestatten, die Ergebnisse des Gleitwiderstandes mit den gefundenen Druck- und Zugfestigkeiten zu vergleichen, und zwar für die Körper mit dem Wasserzusatz  $\alpha$  (Fig. 10) und  $\beta$  (Fig. 11).

Im ganzen zeigt sich, von wenigen Ausnahmen abgesehen, Steigen und Fallen bei den 3 Linienzügen ähnlich. Bildet man die Verhältniszahlen  $\frac{\text{Gleitwiderstand}}{\text{Zugfestigkeit}} = \frac{r_1}{k_z}$  und  $\frac{\text{Gleitwiderstand}}{\text{Druckfestigkeit}} = \frac{r_1}{k_d}$  so ergeben sich, bei Ausschluß der nur aus

## c) Auf die Elastizitätszahlen.

Es liegt auf der Hand, daß diese erheblich schwanken; sie gehen bei der Belastungsstufe von 0,5 bis 7,5 kg/qcm von 118 100 (1 Z. : 2 Rhein-S. : 3 Bims-K.) bis zu 354 900 (1 Z. : 2 Rhein-S. : 3 Basaltkleinschlag), und zwar bei einem Alter von 45 Tagen.

## d) Auf die Rißbildung.

Vergl. die Reihe 5 u. 6 der Zusammenstellung (c) auf Seite 397.

Interessant sind die Verhältniszahlen:

$$\frac{\sigma_{b_z}}{k_z} = \frac{\text{Biegungszugfestigkeit des Betons}}{\text{Normalzugfestigkeit}},$$

welche wenig schwanken und beim Beton mit Wasserzusatz  $\alpha$  1,1 bis 1,3,\* bei  $\beta$  1,1 bis 1,2 betragen. Vergleicht man  $\sigma_{b_z}$  mit dem Gleitwiderstand, so schwanken — abgesehen vom Bimsbeton — die bezüglichen Werte nur zwischen 0,9 und 1,2. Hervorhebenswert erscheint auch, daß bei den Balken mit Kalksteinsand, Basaltkleinschlag und bei reinem Zementmörtel meist weniger Risse entstanden, als bei den Normalmischungen und bei Bimsbeton.

## e) Auf die Durchbiegung.

In Fig. 12 sind die ermittelten Druckfestigkeiten und Durchbiegungen zusammengestellt, und zwar mit Rücksicht darauf, daß in der Regel nur die ersteren für den Beton maßgebend sind.

Es ergibt sich eine angenäherte Übereinstimmung im Verlaufe beider Funktionen. Bemerkenswert erscheint, daß die Biegekurven bei Bimsbeton besonders gleichartig und allmählich ansteigend verlaufen.

## III. Der Einfluß des Mischungsverhältnisses.

Die Versuche bestätigen die bekannte Tatsache, daß der Gleitwiderstand in hohem Maße abhängig ist vom Mischungsverhältnis und mit vermehrtem Zementgehalte erheblich wächst; das gleiche gilt auch von der Druck- und Zugfestigkeit. Für die unter III. a, b, c angegebenen Mischungen wächst bei Wassergehalt  $\alpha$  die erstere um 53 bzw. 93 v. H., letztere um 37 bzw. 67 v. H. Auch treten die ersten Risse bei fetteren Mischungen — wie das auch selbstverständlich — erst unter bedeutend höheren Belastungen ein;

\*) Mit Ausnahme der vorletzten Reihe, welche sich auf Mörtel — nicht Betonbalken — bezieht!

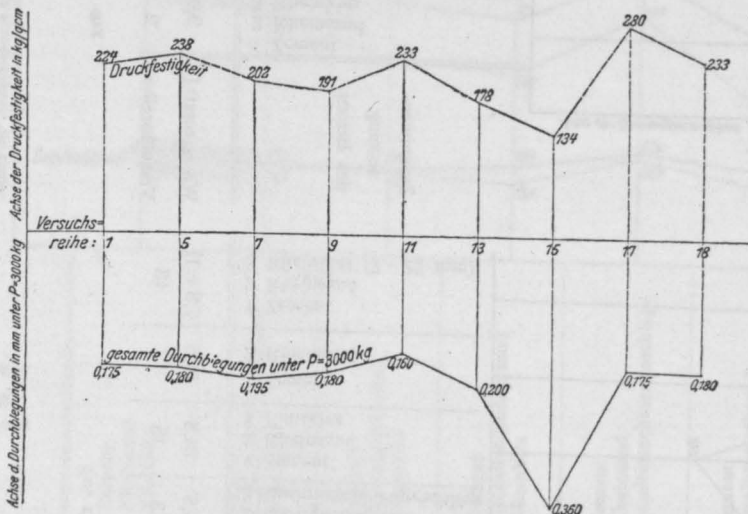


Fig. 12.

Zementmörtel hergestellten Balken (Versuchsreihe 17), die nachstehend zusammengestellten Mittelwerte:

d)	a) Wasserzusatz $\alpha$ :							
	Reihe 1	5	7	9	11	13	15	18
	$\frac{r_1}{k_z} = 1,1$	1,3	1,3	1,3	1,2	1,0	1,1	1,1
	$\frac{r_1}{k_d} = 0,10$	0,10	0,11	0,12	0,11	0,10	0,14	0,09
	b) Wasserzusatz $\beta$ :							
	Reihe 2	6	8	10	12	14	16	
	$\frac{r_1}{k_z} = 1,2$	1,2	1,1	1,2	1,2	1,1	1,4	
	$\frac{r_1}{k_d} = 0,10$	0,11	0,12	0,12	0,12	0,15	0,18	

Die Zahlen schwanken nur gering; aus ihnen ergibt sich, daß der Gleitwiderstand zum rund 1- bis 1,4fachen der Zugfestigkeit und zu rund  $\frac{1}{11}$  bis  $\frac{1}{6}$  der Druckfestigkeit ermittelt worden ist.

desgleichen zeigte sich die Vermehrung des Zementgehaltes auch in dem günstigeren Verhalten der Durchbiegungen. Diese waren bei den fetteren Mischungen vergrößert vor Eintritt der ersten Risse, nahmen aber unter bestimmter Belastung ab.

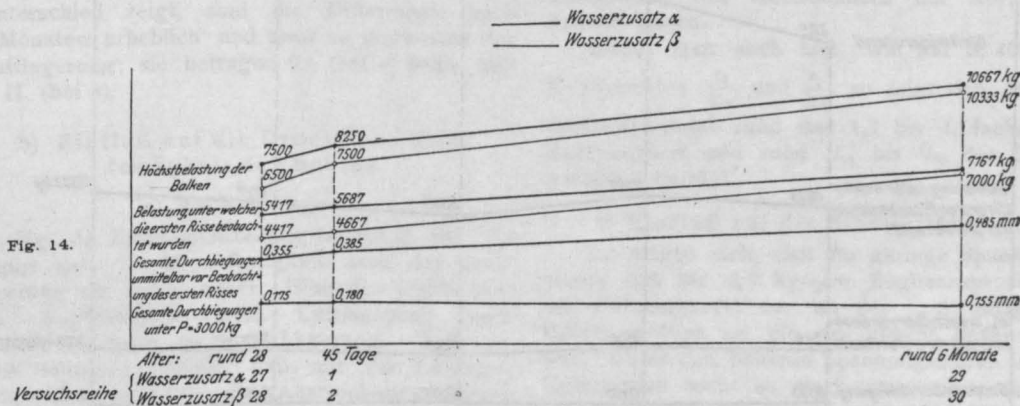
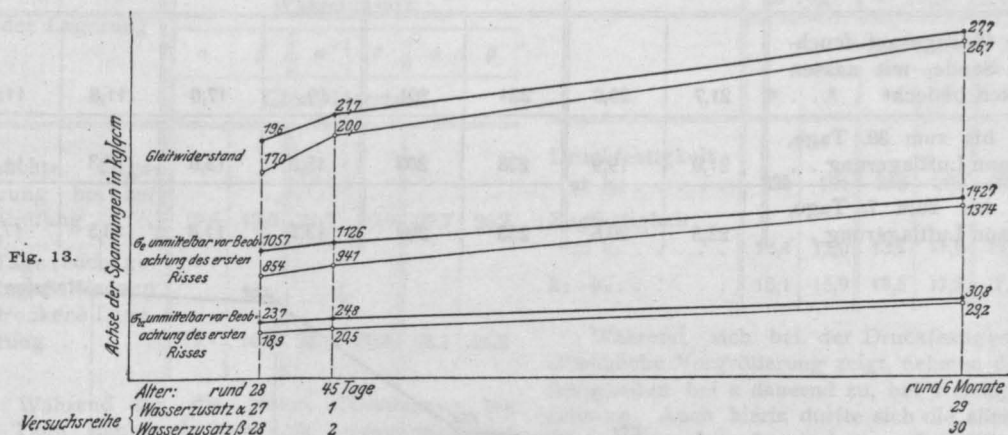
#### IV. Einfluß besonderer Zemente.

Dadie erzielten Ergebnisse spezieller Art und nur an die untersuchten Zementmarken gebunden sind,

#### V. Einfluß des Alters

(28 Tage, 45 Tage und 6 Monate).\*)

In bezug auf den Gleitwiderstand sind die Ergebnisse aus Fig. 13 zu entnehmen. Hieraus folgt einerseits die Zunahme des (mit gleichem n berechneten) Gleitwiderstandes mit zunehmendem Alter und die Abnahme des Einflusses des Wassergehaltes hierbei. In ähnlicher Weise zeigte sich, daß die Belastung, nach deren Überschreiten eine Rißbildung zu erwarten steht, ausgeprägt mit dem



Lagerung: Auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt.

sei auf sie nicht im einzelnen eingegangen; es sei nur betont, daß sich aus ihnen die interessante Tatsache ergibt, daß das gegenseitige Verhalten der Zemente bei der Normenprüfung keinen unmittelbaren Schluß auf die Größe des Gleitwiderstandes zuläßt. Im übrigen zeigten sich normale Ergebnisse.

Alter wächst (Fig. 14); auch ergab sich ein gleich günstiges Verhalten bezüglich der Durchbiegung.

\*) Weitere Untersuchungen liegen noch nicht vor. Auf die Ergebnisse der Prüfung nach einem Jahre soll in einem späteren Berichte eingegangen werden.

## VI. Einfluß der Lagerung

(vergl. unter A. 7. a, b, c auf Seite 393).

Die unter I. bis V. besprochenen Versuche waren an Körpern ausgeführt, die bis zur Prüfung auf feuchtem Sand gelagert und stets mit feuchten Säcken bedeckt waren. Im weiteren werden die besonders wichtigen Versuche mit Balken usw. besprochen, welche nur während der ersten 38 bzw.

e)

7 Tage feucht gehalten und dann an der Luft gelagert worden sind.

a) Einfluß auf den Gleitwiderstand.

a) 45 Tage alte Balken aus 1 Heidelberger Z.:  
2 Rhein-S. : 3 Rhein-K. nach verschiedener Dauer der Luftlagerung.

Die Durchschnittsgröße von  $\tau_1$  ergibt die folgende Zusammenstellung:

Art der Lagerung	Wasserzusatz							
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
	Gleitwiderstand		Druckfestigkeit = $k_d$		Zugfestigkeit = $k_z$		$\frac{k_d}{k_z}$	$\frac{k_d}{k_z}$
Bis zu 45 Tage auf feuchtem Sande, mit nassen Säcken bedeckt . . . .	21,7	20,0	224	201	19	17,0	11,8	11,8
desgl. bis zum 38. Tage, alsdann Luftlagerung . .	21,0	19,9	238	203	15,5	13,8	15,3	14,7
desgl. bis zum 7. Tage, alsdann Luftlagerung . .	22,5	20,6	253	209	13,7	11,8	18,5	17,7

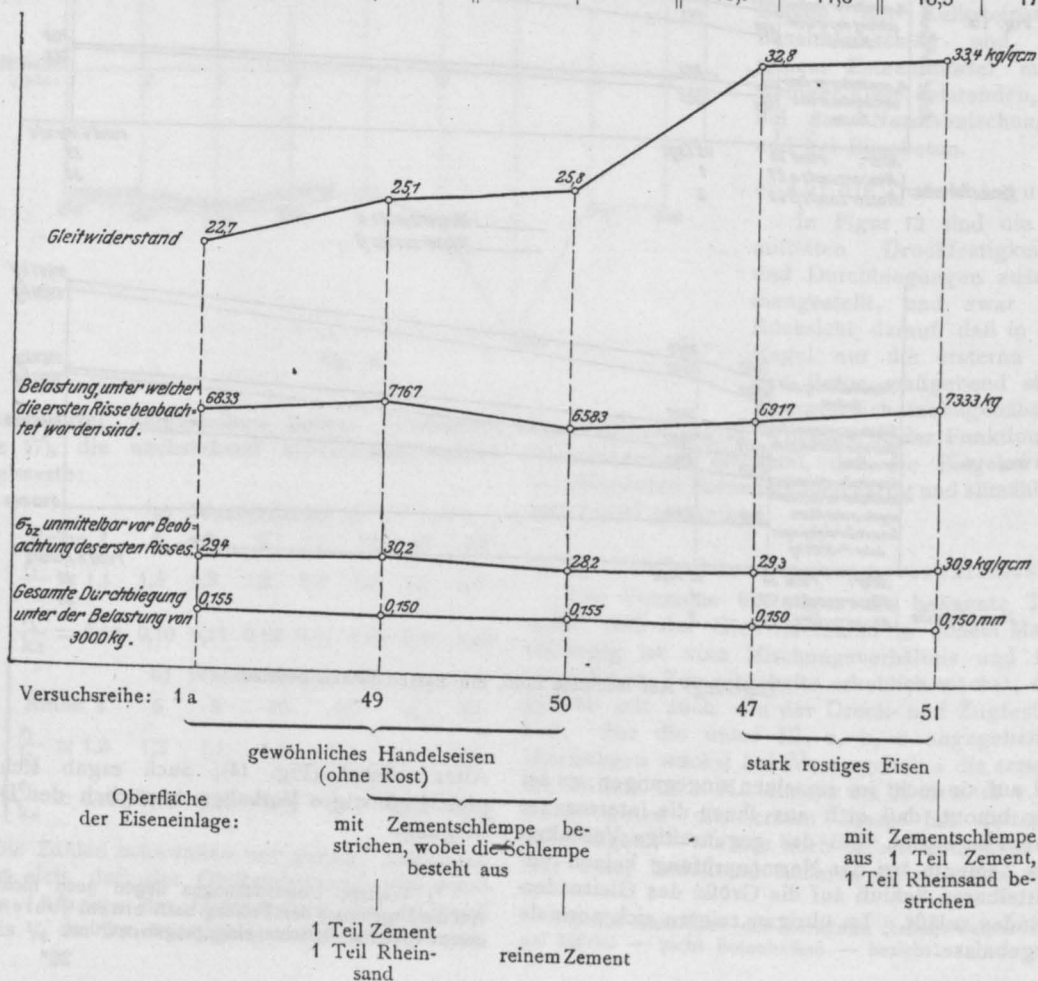


Fig. 15.



Aus den Ergebnissen kann auf einen ausgeprägten Einfluß der Lagerungsart nicht geschlossen werden.

- β) Das gleiche Resultat zeitigten Versuche mit anderen Zementarten;  
γ) Alter der Balken aus 1 Heidelberger Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K. 28 Tage, 45 Tage, 6 Monate.

f)

Art der Lagerung	Alter:					
	28 Tage		45 Tage		6 Monate	
	Wasserzusatz:					
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
	Gleitwiderstand.					
Feuchte Lagerung bis zur Prüfung. . . .	19,6	17,0	21,7	20,0	27,7	26,7
7 Tage feucht gelagert, alsdann trockene Lagerung . . . . .	19,1	16,6	22,5	20,6	25,1	21,3

Während für die ersten Zeitspannen bis 45 Tage sich auch hier kein bemerkenswerter Unterschied zeigt, sind die Differenzen nach 6 Monaten erheblich und zwar zu ungunsten der Luftlagerung; sie betragen 9,4 (bei α) bzw. 20,2 v. H. (bei β).

- b) Einfluß auf die Druck- und Zugfestigkeit des Betons.

α) Nach 45 Tagen.

Vgl. die Zusammenstellung (e) auf S. 402. Es ergibt sich die Druckfestigkeit nach der Luftlagerung ein wenig höher. Hingegen ergibt sich die Zugfestigkeit nach Luftlagerung weit kleiner als nach feuchter Lagerung. Bach erklärt letzteres damit, daß mit der Luftlagerung des Körpers die Austrocknung dieses und zwar von außen nach innen beginne, verbunden mit einer Verkürzung der Länge des Betons\*). Infolgedessen müssen in den bereits ausgetrockneten Teilen des in Betracht gezogenen Querschnittes Zugspannungen und in den noch nicht ausgetrockneten Druckspannungen auftreten; es bilden sich also immer verschiedenartige Spannungen aus, welche notwendigerweise eine geringere Zugfestigkeit des Körpers zur Folge haben.

\*) Vgl. Arm. Beton, Septemberheft, Aufsatz von v. Bach.

Gleiche Ergebnisse, wie die Zusammenstellung (e) für den Heidelberger Zement erkennen läßt, zeigen sich auch bei den andern untersuchten Zementen.

β) Nach 28 Tagen, 45 Tagen und 6 Monaten.

Siehe Zusammenstellung (g). Untersucht wurden nur Körper, welche nach 7 Tagen Feuchthaltung an der Luft erhärtet sind und aus 1 Z.: 2 Rhein-S.: 3 Rhein-K. zusammengesetzt waren.

g)

	Alter:					
	28 Tage		45 Tage		6 Monate	
	Wasserzusatz:					
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Druckfestigkeit = $k_d$ . . . . .	225	191	253	209	337	297
Zugfestigkeit = $k_z$ . . . . .	12,4	12,0	13,7	11,8	19,5	15,3
$k_d : k_z$ . . . . .	18,1	15,9	18,5	17,7	17,3	19,4

Während sich bei der Druckfestigkeit eine allmähliche Vergrößerung zeigt, nehmen die Zugfestigkeiten bei α dauernd zu, bei β zunächst ab, dann zu. Auch hierin dürfte sich die allmähliche Einwirkung des Austrocknens der Körper erkennen lassen.

Bildet man auch hier, wie auf S. 400, die Koeffizienten  $\frac{r_1}{k_z}$  und  $\frac{r_1}{k_d}$ , so zeigt sich, daß der Gleitwiderstand rund das 1,3 bis 1,7fache der Zugfestigkeit und rund  $\frac{1}{14}$  bis  $\frac{1}{10}$  der Druckfestigkeit beträgt.

- c) Einfluß auf die Elastizitätszahl.

Es zeigte sich, daß für geringe Spannungsstufen (0,5 bis 2,5 kg/qcm Zugbeanspruchung), die Dehnungszahl der an der Luft gelagerten Körper größer als die der feucht behandelten war. Unter den höheren Spannungsstufen ist der Unterschied nicht so stark ausgeprägt; es liegt auf der Hand, daß die Verschiedenartigkeit der Trägerbehandlung auch ein verschiedenes elastisches Verhalten bedingt.

- d) Einfluß auf die Rissebildung der Balken.

Über die Biegungs-Zugspannungen für Beton ( $\sigma_b$ ) kurz vor Eintritt der ersten Risse gibt die Tabelle (h) Auskunft; in ihr sind die aus (e) entnommenen Normalzugfestigkeiten — genau wie auf S. 402 — mit den Werten  $\sigma_b$  in Vergleich gestellt. Aus den Vergleichswerten, die nicht erheblich voneinander abweichen, folgt, daß die Zugfestig-

keit in gebogenen Querschnitten ähnlich von der Art der Lagerung beeinflusst wird, wie die Normalzugspannung.

Bemerkenswert ist ferner, daß bei allen untersuchten Zementen die Rißbildung nach Luftlagerung durchgehend früher eingetreten ist, als

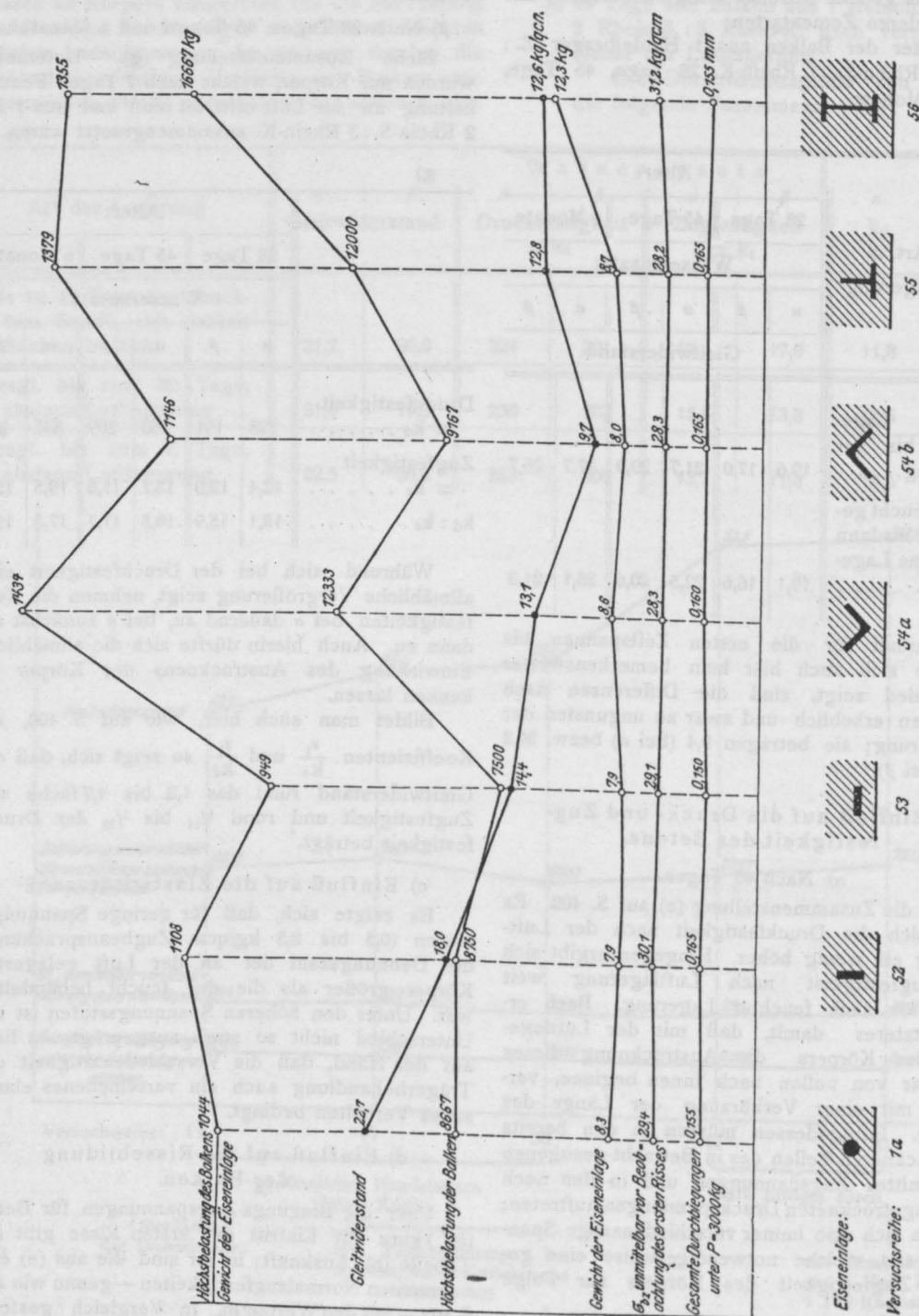


Fig. 16.

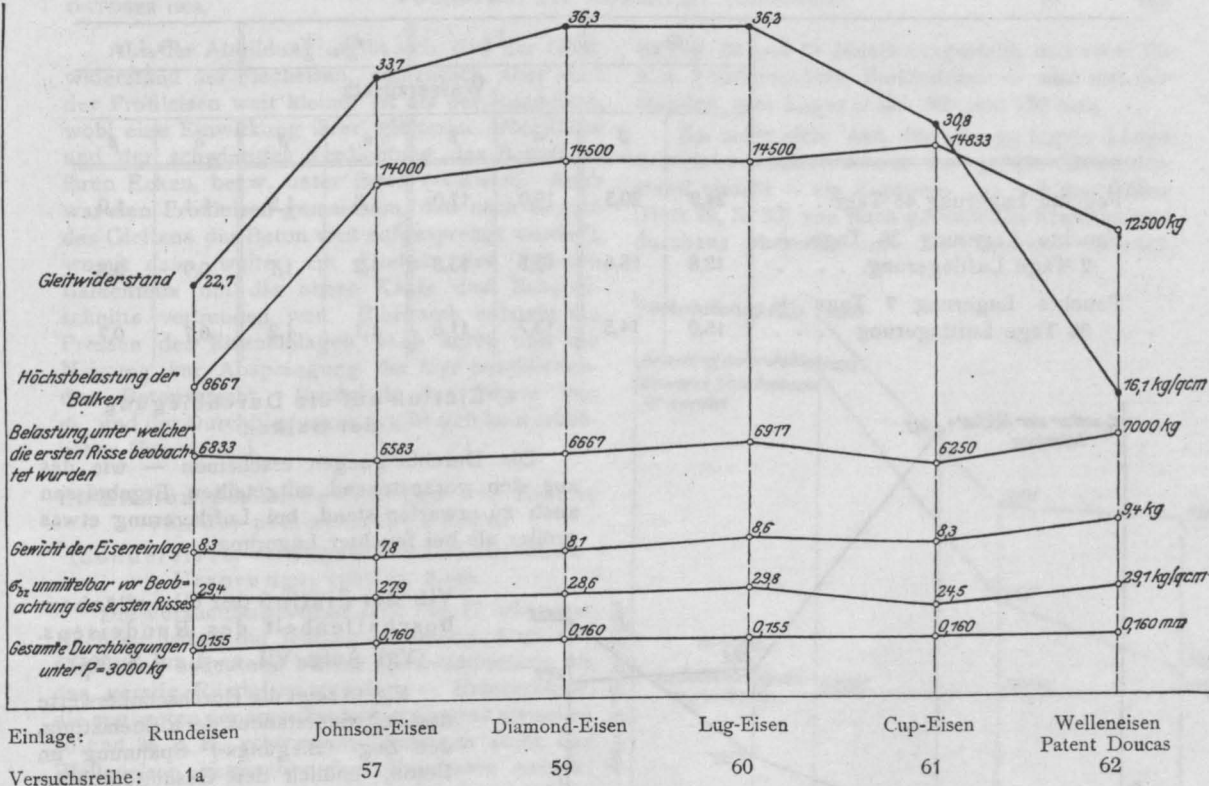


Fig. 17.

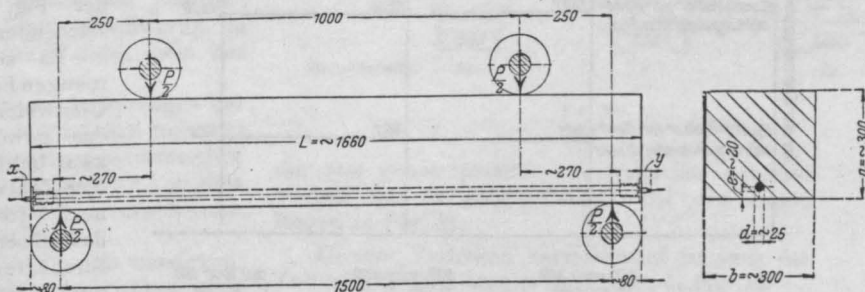


Fig. 18.

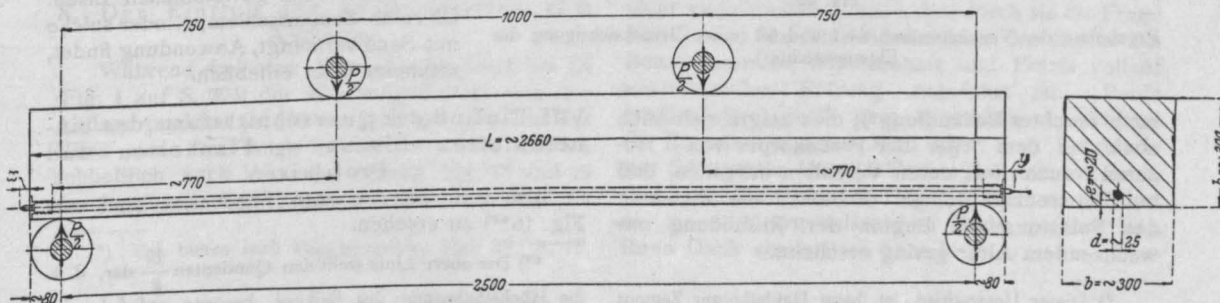


Fig. 19.

h)

	$\sigma_{b_z}$		$k_z$		$\sigma_{b_z} : k_z$		$\sigma_{b_z} : \tau_1$	
	Wasserzusatz							
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Feuchte Lagerung 45 Tage . . .	24,8	20,5	19,0	17,0	1,3	1,2	1,1	1,0
Feuchte Lagerung 38 Tage + 7 Tage Luftlagerung. . . . .	18,8	15,6	15,5	13,8	1,2	1,1	0,9	0,8
Feuchte Lagerung 7 Tage + 38 Tage Luftlagerung . . . .	15,0	14,5	13,7	11,8	1,1	1,2	0,7	0,7

e) Einfluß auf die Durchbiegung  
der Balken.

Die Durchbiegungen erscheinen — wie das aus den voranstehend mitgeteilten Ergebnissen auch zu erwarten stand, bei Luftlagerung etwas größer als bei feuchter Lagerung.

VII. Der Einfluß der Oberflächen-  
beschaffenheit des Rundeisens.  
(Vgl. Aufg. VII, a—d auf S. 394).

Fig. 15 zeigt die Durchschnittswerte des Gleitwiderstandes, der Reißbelastung, der Zug- (Biegungs-) Spannung im Beton, endlich der Gesamtdurchbiegung unter der Belastung von 3000 kg und zwar für die auf S. 402 und unter der Fig. 15 charakterisierte Oberflächenbeschaffenheit.

Es zeigt sich, daß die stark rostigen Eisen einen bedeutend höheren Gleitwiderstand geliefert haben, als das gewöhnliche Handelseisen, und zwar beträgt die Zunahme 44 v. H. — eine Zahl die sich (nach Bach) vielleicht noch größer ergeben hätte, wenn das Eisen nicht bis fast zu seiner Streckgrenze beansprucht worden wäre; auch zeigt sich die in der Praxis schon viel beobachtete günstige Einwirkung eines Überstreichens mit Zementmilch, namentlich beim gewöhnlichen Eisen. Ob reine Zementschlempe, oder solche mit Sand vermengt, Anwendung findet, erscheint nicht erheblich.

VIII. Einfluß der Querschnittsform des ein-  
betonierten Eisens — Flacheisen und  
Profileisen.

Die sehr interessanten Ergebnisse sind aus Fig. 16\*\*) zu ersehen.

\*\*) Die obere Linie stellt den Quotienten  $\frac{P}{g}$  dar, d. h. die Höchstbelastung des Balkens, bezogen auf 1 kg der Eiseneinlage.

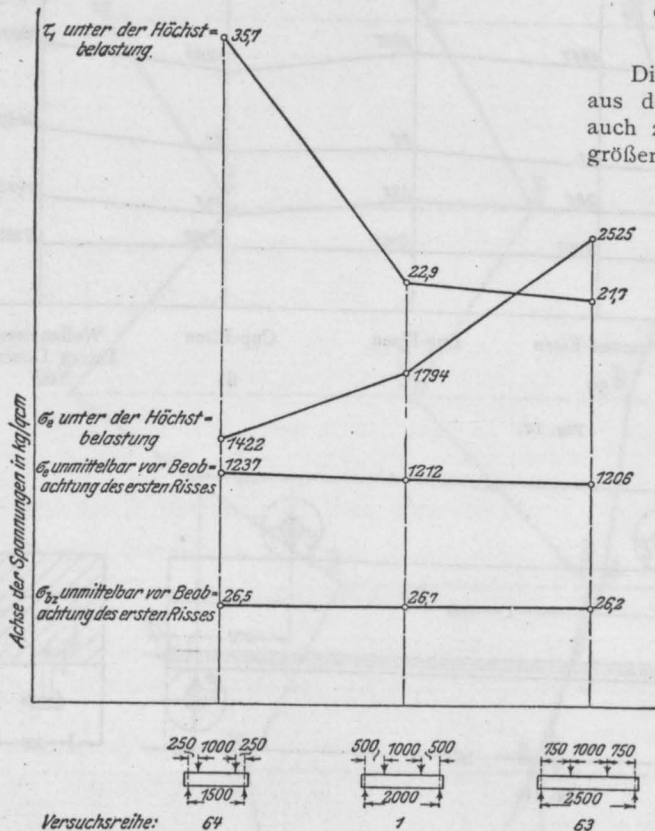


Fig. 20.

Ergebnisse der Versuchsreihen 64, 1 und 63 (unter Berücksichtigung des Eigengewichtes).

nach feuchter Behandlung\*); dies zeigte sich auch noch bei dem Alter der Probekörper von 6 Monaten; auch ließ deren Verhalten erkennen, daß bei den trocken gelagerten Balken die Zunahme der Belastung bei Beginn der Rißbildung mit wachsendem Alter gering erscheint.

\*) Dieser Unterschied ist beim Heidelberger Zement am größten.



Aus der Abbildung ergibt sich, daß der Gleitwiderstand der Flacheisen, namentlich aber auch der Profileisen weit kleiner ist als der Rundeisen, wohl eine Einwirkung ihrer glatteren Oberfläche und der schwierigen Verdichtung des Betons an ihren Ecken, bzw. unter ihnen ( $\wedge$ -Eisen). Auch war den Profileisen gemeinsam, daß nach Beginn des Gleitens der Beton weit aufgesprengt wurde\*), womit dann weiter ein Drehen des äußeren Balkenteils um die obere Kante des Reißquerschnitts verbunden war. Hierdurch entsteht ein Pressen der Eiseneinlagen nach unten und die Neigung zur Absprengung der hier anschließenden Betonschicht. Bezüglich der Werte von  $\sigma_{b_z}$  und der Durchbiegungen ergibt sich kein erheblicher Unterschied.

#### IX. Einfluß der Abweichungen des Eisens von der prismatischen Form.

(Sondereisen, vorwiegend amerikanischen Ursprungs; vgl. Fig. 2—6).

Die Versuchsergebnisse läßt Fig. 17 erkennen. Nach ihr haben die Johnson-, Diamond-, Lug- und Cup-Eisen bedeutend höhere Gleitwiderstände als das gerade Rundeisen geliefert — Unterschiede, die zugunsten der amerikanischen Formen zwischen 60 und 36 v. H. schwanken; hingegen steht das Welleneisen gegenüber dem Rundeisen zurück! Setzt man auch hier, wie voranstehend geschehen, die Höchstbelastung in ein Verhältnis zum Gewicht des Eisens, so erscheinen die Johnson-, Diamond-, Lug- und Cup-Eisen gleichwertig, in größerem Abstände folgt das Wellen-, dann das Rundeisen.

Auch hier tritt ein weiteres Aufsprengen der Betonhülle auf. Bemerkenswert ist, daß trotz der besonderen Querschnittsformen der amerikanischen Eisen der Gleitwiderstand nicht erheblich von dem stark rostiger Rundeisen abwich, bei denen keine Absprengung des Betons eintrat.

Bei der Bildung der Risse ist zu bemerken, daß die Sonderprofile erheblich mehr Risse aber feinere, als die Rundeisen im Gefolge hatten. Im übrigen sei auf die Fig. 17 verwiesen.

#### X. Der Einfluß des Kraftangriffes vom Auflager.

Während bei den Versuchsgruppen I bei IX (Fig. 1 auf S. 393) der Kraftangriff stets von den Auflagerpunkten je 500 mm betrug, sodaß in der Mitte eine 1 m lange Strecke verblieb, wurden schließlich noch Versuche gemäß Fig. 18 und 19 durchgeführt. Die Ergebnisse sind zeichnerisch

in Fig. 20 und 21 zusammengestellt, und zwar für alle 3 untersuchten Balkenarten — also mit Abständen vom Lager = 250, 500 und 750 mm.

Es zeigt sich, daß für die geringste Länge des einbetonierten Eisens der größte Gleitwiderstand eintritt — ein Ergebnis, das mit den früher (Heft 22, S. 30) von Bach gefundenen Ermittlungen durchaus übereinstimmt. Von Interesse ist auch

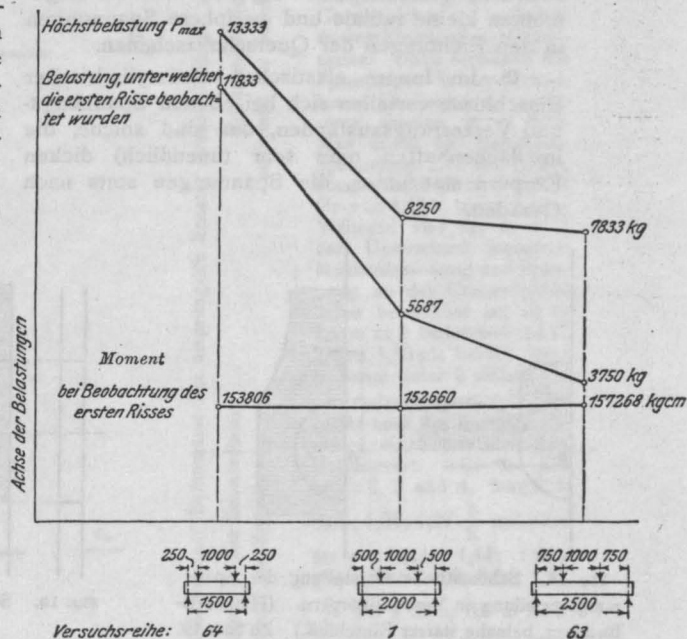


Fig. 21.

der fast genau parallel zur Nullachse gehende Verlauf der Biegemomente bei den ersten Rissen in Fig. 21.

Diesem Verhalten entsprechend ist auch der Verlauf der Spannungen  $\sigma_{b_z}$  und  $\sigma_e$  in Fig. 20.

Wirft man zum Schlusse einen Rückblick auf die ausgedehnten Versuchsreihen und deren wertvolle Ergebnisse, so wird man sich der Zuversicht nicht verschließen können, daß durch sie die Frage der Größe des Gleitwiderstandes des Eisens im Beton einer für Wissenschaft und Praxis vollauf ausreichenden Klärung zugeführt ist. Beide werden demgemäß dem deutschen Ausschusse für Eisenbeton, namentlich aber dem Vorstande der Stuttgarter Material-Prüfungsanstalt, v. Bach, der den Arbeitsplan der Versuche entworfen und sie zu dem ergebnisreichen Ende geführt hat, ihren Dank abzustatten haben.

\*) Vgl. hierzu auch Forschungsarb., Heft 39, S. 15.

## ZUR THEORIE DER VERBUNDKÖRPER.

Von Dr. Alfons Leon,

Privatdozent an der technischen Hochschule in Wien.

(Schluß von Seite 351.)

17. Findet die Beanspruchung in achsialer Richtung allein statt, so ergeben sich im allgemeinen kleine radiale und periphere Spannungen in den Richtungen der Querschnittsebenen.

18. Im Innern elastischer, kreiszylindrischer Einschlüsse verteilen sich bei ebenen Spannungs- und Verzerrungszuständen, das sind solche, die in flächenhaften oder sehr (unendlich) dicken Körpern stattfinden, die Spannungen stets nach Geraden.

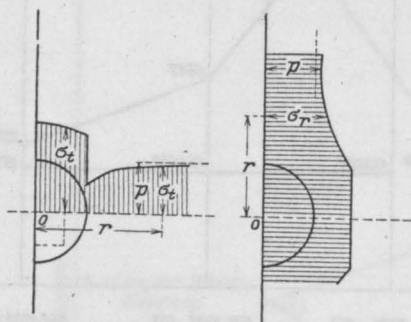


Fig. 12. Schematische Darstellung der Spannungsverteilung in Verbundkörpern. (Halbkreisförmiger, beinahe starrer Einschluss.) Zu Satz 19.

19. In einem flächenhaften Körper, dessen geradliniger Rand einen halbkreisförmigen, beinahe starren Einschluss aufweist, betragen die größten Spannungserhöhungen (die am Rande selbst auftreten) an 80 v. H. (Fig. 12).

20. Sind die Einschlüsse im Innern nicht kreis-, am Rande nicht halbkreisförmig, sondern in

\*) Dies sind die Spannungserhöhungen an der Grenzschichte zwischen starrem Einschluss und Grundmasse. In der Grundmasse erreichen die Spannungen analytische Extremwerte, welche  $2,30p$ ;  $2,03p$ ;  $2,01p$  und  $2,02p$  betragen, entsprechend  $m = 2, 3, 4$  und  $5$  und bei  $r = 1,15$ ;  $1,11$ ;  $1,07$  und  $1,05a$  stattfinden, wenn  $a$  der Halbmesser des Einschlusses bedeutet. Über  $m = 11,6$  können die analytischen Extremwerte nicht mehr realisiert werden. Bei  $m = 3$  ist der Unterschied zwischen maximaler Spannung und Spannung an der Grenzschichte 5 v. H. (203 gegen 193), bei  $m = 4, 3$  v. H., bei  $m = 5$  nur mehr 1 v. H. Ähnlich verhält es sich mit der linearen Dehnung.

An den Kugelpolen erhält man  $\lambda = 0$ ;  $1,29$ ;  $1,64$ ;  $1,80$ ;  $2,25 \frac{p}{E}$  entsprechend  $m = 2, 3, 4, 5$  und  $\infty$ . Die Extremwerte sind aber gleich  $1,70$ ;  $1,78$ ;  $1,85$ ;  $1,92$ ;  $2,02 \frac{p}{E}$  und finden statt, wenn  $r = 1,41$ ;  $1,24$ ;  $1,16$ ;  $1,14$ ;  $1,05a$  gesetzt wird.

Richtung der ungestörten Spannungen gestreckt, so können die Spannungserhöhungen auch Vielfache der hier ermittelten Werte annehmen. (Fig. 13).

21. Durch einen kugeligen, beinahe starren Einschluss in einem nach allen Richtungen im Raume unendlich ausgedehnten Körper, entstehen bei ursprünglich linearer Beanspruchung Spannungserhöhungen von 100, 93, 96, 100 (und 125 v. H.\*); entsprechend den Werten 2, 3, 4, 5 (und  $\infty$ )

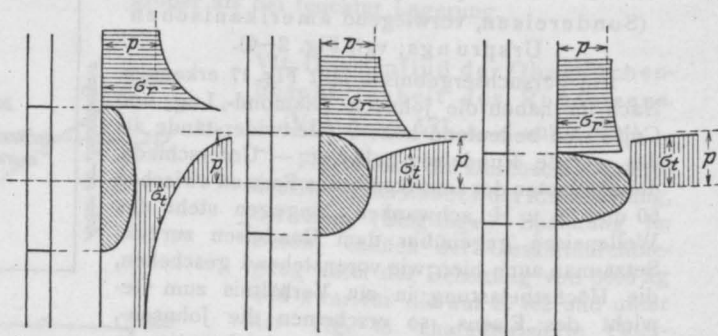


Fig. 13. Schematische Darstellung der Spannungsverteilung in Verbundkörpern. (Starre Kerbe.) Zu Satz 20.

für  $m$  der Grundmasse. Die Spannungen ändern sich nicht mit  $m$  in gleichem Sinne. Für  $m = 2$  und  $m = 5$  sind sie gleich; ein dazwischen liegender Wert macht die größte Spannungsstörung zu einem Minimum.\*\*)

22 Bei Beanspruchung nach allen Richtungen einer Ebene betragen die Erhöhungen 50, 71, 88,

Man kann sagen, daß ein kugeliger starrer Einschluss sowohl die Spannungen, als auch die Dehnungen ungefähr verdoppelt. (Siehe A. Basch, Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen 1909, Heft 2).

\*\*) Dies sind die größten Spannungsstörungen an der Grenzschichte. In der Grundmasse steigen sie noch weiter an, und zwar bis 130, 103, 101 und 102 v. H. entsprechend  $m = 2, 3, 4$  und  $5$ , welche Extremwerte bei  $r = 1,15a$ ,  $1,10a$ ,  $1,07a$  und  $1,05a$  stattfinden; für  $m = \infty$  ist zwar ein stationärer Wert gleich  $1,27p$  vorhanden, doch nicht realisierbar, da ihm ein  $r = 0,95a$ , also  $< a$  entspricht. Die stationären Werte sind solange realisierbar als  $m$  zwischen 0,43 und 11,57 liegt.

Es sind somit als größte Spannungsstörungen  $1,30p$ ,  $1,03p$ ,  $1,01p$ ,  $1,02p$  (und  $1,25p$ ) zu betrachten, doch ist hierbei wieder vorausgesetzt, daß die Haftfestigkeit größer ist als die Festigkeit der Grundmasse.

100 (und 163) v. H.\*); bei Beanspruchung nach allen räumlichen Richtungen 0, 50, 80, 100 (und 200) v. H. Die Erhöhungen steigen mit  $m$ \*\*).

23. Im Innereines elastischen, kugeligen Einschlusses verteilen sich die ihm von der Grundmasse mitgeteilten Spannungen stets nach einer Geraden.

24. Ein halbkugelförmiger, beinahe starrer Einschuß in der Wand eines von einer

\*) Dies sind die Spannungserhöhungen an der Grenzschichte zwischen starrem Einschuß und Grundmasse. Doch erreichen die Spannungen in der Grundmasse Extremwerte, wenigstens solange  $m < 3,78$ . Man erhält die maximalen Spannungen 2,17 und 1,72  $p$ , entsprechend  $m = 2$  und 3 für  $r = 1,15a$  bzw. 1,04a. Während also für  $m = 3$  der Unterschied zwischen Maximalspannung und Spannung an der Grenzschichte kaum bemerkbar ist, ist er für  $m = 2$  bedeutend (2,17 gegen 1,50  $p$ ); freilich wird  $m$  kaum unter 3 sinken.

Solange  $m < 4,27$ , erreicht auch die lineare Dehnung einen realisierbaren Extremwert. Es ist für  $m = 2, 3$  und 4,  $\max \lambda = 0,85; 1,26; 1,37 \frac{p}{E}$  und zwar für  $r = 1,41; 1,14; 1,08a$  gegenüber  $\lambda = 0; 0,86; 1,26 \frac{p}{E}$  bei  $r = a$ , für  $m = 5$  und  $\infty$  ist  $\lambda = 1,50$  und  $2,63 \frac{p}{E}$ . Dem ungestörten ebenen Spannungszustand entspricht die Dehnung  $\frac{m-1}{m} \cdot \frac{p}{E} = 0,5; 0,67; 0,75; 0,80; 1,00 \frac{p}{E}$ , wenn  $m = 2, 3, 4, 5$  und  $\infty$  gesetzt wird. Somit steigern sich durch den Einschuß die Dehnungen bis 70, 89, 83, 88 und 162 v. H. (A. Basch, loc. cit.).

\*\*) Bei allseitiger Beanspruchung im Raume sind analytische Extremwerte der Spannungen in der Grundmasse nicht vorhanden.

Durch den starren Einschuß werden bei dieser Beanspruchungsart die größten Dehnungen verdreifacht (unabhängig von  $m$ ). In diesem Sinne wäre ein kugelig starrer Einschuß gefährlicher als eine kugelige Höhlung (A. Basch, loc. cit.).

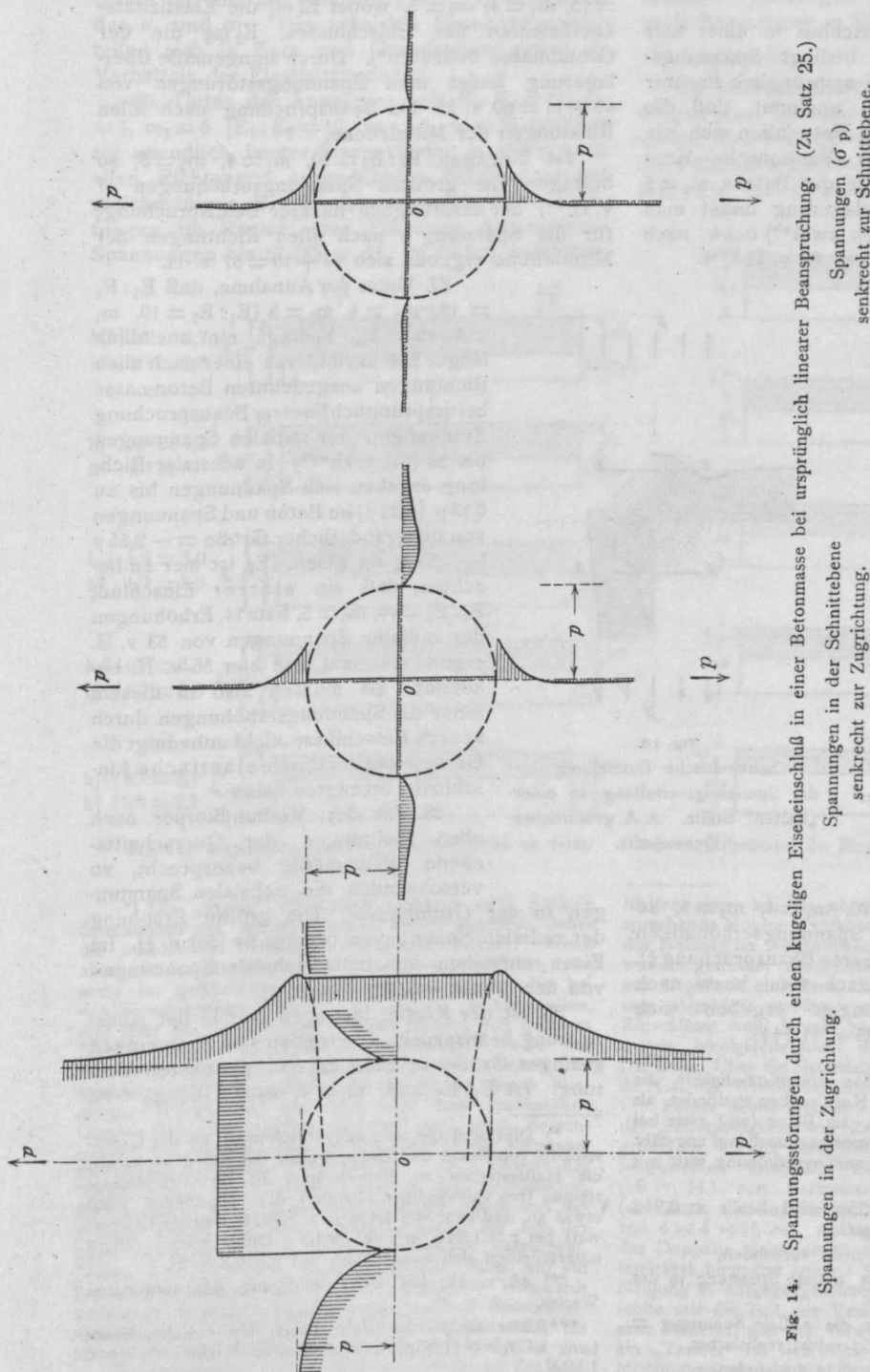


Fig. 14. Spannungsstörungen durch einen kugeligen Einschuß in einer kugeligen Einschlussebene bei ursprünglich linearer Beanspruchung. (Zu Satz 25.)  
Spannungen ( $\sigma p$ ) senkrecht zur Schnittebene.  
Spannungen in der Schnittebene senkrecht zur Zugrichtung.  
Spannungen in der Zugrichtung.



Ebene begrenzten elastischen Körpers bewirkt bei einseitiger Beanspruchung Spannungserhöhungen bis zu 50 v. H.; bei allseitiger Beanspruchung nach allen Richtungen der Begrenzungsebene, solche von über 100 v. H.

25. Ein kugelförmiger Eiseneinschluß in einer sehr ausgedehnten Betonmasse bedingt Spannungserhöhungen von 88 v. H. bei ursprünglich linearer Beanspruchung, wenn man annimmt, daß die Elastizitätsmoduli der beiden Materialien sich wie  $E_1:E_2=15:1$  verhalten, die Poissonsche Konstante des Eisens  $m_1=4$ , die des Betons  $m_2=5$  ist\*) (Fig. 14). Durch Überlagerung findet man für die Beanspruchung  $p$  nach zwei\*\*) bzw. nach drei Hauptspannungsrichtungen 89 v. H.\*\*\*).

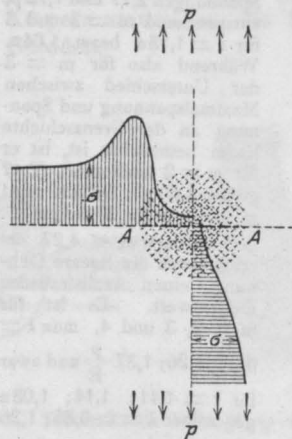


Fig. 15.

Schematische Darstellung der Spannungsverteilung an einer „weichen“ Stelle. A A gefährlicher Querschnitt.

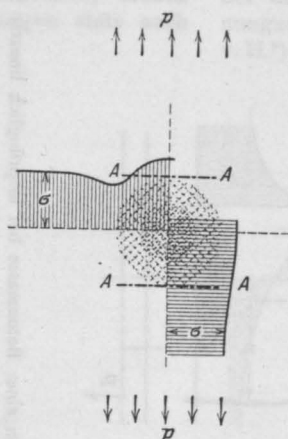


Fig. 16.

Schematische Darstellung der Spannungsverteilung an einer „harten“ Stelle. A A gefährlicher Querschnitt.

Ist hingegen  $E_1:E_2=10$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$ , so betragen die größten Spannungserhöhungen 83 v. H., bei ursprünglich linearer Beanspruchung†). Für die Beanspruchung  $p$  nach zwei bzw. nach drei Hauptspannungsrichtungen ergeben sich Störungen von 84††) und 85 v. H.†††).

\*) Es ist wieder eine kleine Unvollständigkeit, die Spannung 1,88 p, welche in den Kugelproben stattfindet, als größte Spannung zu bezeichnen. Im Beton (und zwar bei  $r=1,052a$ ) steigt die radiale Spannung noch auf ungefähr 1,90 p somit wäre die größte Spannungserhöhung statt mit 88 mit 90% einzusetzen.

\*\*) Der stationäre Wert 1,95 p wird bei  $r=0,91a$  erreicht, ist also nicht realisierbar.

\*\*\*) Ein stationärer Wert ist nicht vorhanden.

†) Bis  $r=1,05a$  steigt die radiale Spannung in der Grundmasse noch bis 1,85 p an.

††) Der stationäre Wert für die radiale Spannung = 1,89 p, ist, da sein  $r=0,91a < a$ , nicht realisierbar.

†††) Ein stationärer Wert ist nicht vorhanden.

26. Ein kreisförmiger Einschluß in einer nicht allzudicken Betonplatte bedingt Spannungserhöhungen bis zu 49 v. H. bei ursprünglich linearer Beanspruchung, wenn man annimmt, daß  $E_1:E_2=15$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$ , wobei  $E_1 m_1$  die Elastizitätskoeffizienten des Einschlusses,  $E_2 m_2$  die der Grundmasse bedeuten\*). Durch sinngemäße Überlagerung findet man Spannungsstörungen von  $49+11=60$  v. H. bei Beanspruchung nach allen Richtungen der Mittelebene.

Ist hingegen  $E_1:E_2=10$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$ , so betragen die größten Spannungserhöhungen 47 v. H.\*\*\*) bei ursprünglich linearer Beanspruchung; für die Spannung  $p$  nach allen Richtungen der Mittelebene ergeben sich  $47+10=57$  v. H.

27. Unter der Annahme, daß  $E_1:E_2=15$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$  [ $E_1:E_2=10$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$ ], bedingt ein unendlich langer Eisenzylinder in einer nach allen Richtungen ausgedehnten Betonmasse bei ursprünglich linearer Beanspruchung Erhöhungen der radialen Spannungen bis 56 [64] v. H.\*\*\*). In achsialer Richtung ergeben sich Spannungen bis zu 0,13 p [0,22 p] im Beton und Spannungen von unveränderlicher Größe  $= -2,55 p$  [ $-1,56 p$ ] im Eisen. (Es ist hier zu beachten, daß ein starrer Einschluß,  $E_1:E_2=\infty$ ,  $m_2=5$ , Satz 14, Erhöhungen der radialen Spannungen von 53 v. H. ergibt, während man hier 56 v. H. bekommt. Es müssen also in diesem Sinne die Spannungserhöhungen durch starre Einschlüsse nicht unbedingt die Grenzwerte der durch elastische Einschlüsse erzeugten sein.)

28. Ist der Verbundkörper nach allen Richtungen der Querschnittsebene gleichmäßig beansprucht, so verschwinden die achsialen Spannungen in der Grundmasse. Die größte Erhöhung der radialen Spannungen beträgt 54 [50] v. H. Im Eisen entstehen konstante achsiale Spannungen von der Größe  $-5,23 p$  [ $-3,25 p$ ].

29. Ist der Körper hingegen nur in der Achsrichtung beansprucht, so ergeben sich Spannungen geringer Größe in radialer und peripherer Richtung. Ist  $E_1:E_2=15$ ,  $m_1=4$ ,  $m_2=5$  [ $E_1:E_2=10$ ,

\*) Dies sind die Spannungserhöhungen an der Grenzschicht von Beton und Eisen, welche das Bestreben haben, die Haftfestigkeit zu überwinden. In der Grundmasse steigen (bei vollständiger Haftung) die Spannungen noch etwas an, und zwar von 1,494 p auf 1,497 p, welcher Extremwert bei  $r=1,04a$  erreicht wird. Diese beiden Ziffern unterscheiden sich voneinander nur um 0,2 v. H.

\*\*) 48 v. H. bei Berücksichtigung des stationären Wertes.

\*\*\*) Der analytische Extremwert der radialen Spannung ist 1,56 p [1,63 p] entsprechend  $r=0,98a$  (!) [ $r=1,12a$ ].



$m_1 = 4$ ,  $m_2 = 5$ ], so verteilen sich die achsialen Spannungen im Verhältnis 15,01 p [10,02 p]. Sind die Poissonschen Konstanten für Kern- und Grundmasse ( $m_1$  und  $m_2$ ) einander gleich, so verschwinden  $\sigma_r$  und  $\sigma_t$ . Die achsialen Spannungen verteilen sich in Kern und Grundmasse genau im Verhältnis der Elastizitätsmoduli.

30. Unter der Annahme, daß  $E_1:E_2 = 15$ ,  $m_1 = 4$ ,  $m_2 = 5$  [ $E_1:E_2 = 10$ ,  $m_1 = 4$ ,  $m_2 = 5$ ] bedingt ein unendlich langer Eisenzylinder in einer nach allen Richtungen ausgedehnten Betonmasse bei gleichmäßiger Beanspruchung nach allen Richtungen im Raume eine Erhöhung der radialen Spannungen bis 57 [55] v. H., im Beton entstehen

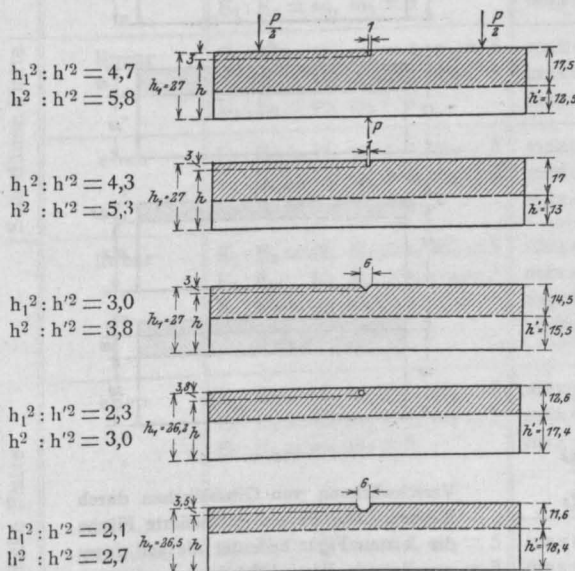


Fig. 17. Ergebnisse der Biegebruchversuche an Glas.

in der Achsrichtung konstante Spannungen p, im Eisen solche von der Größe 9,78 (6,77 p). (Für  $E_1:E_2 = \infty$ ,  $m_2 = 5$  ergaben sich Störungen der radialen Spannungen bis 50 v. H., Satz 16, siehe auch Bemerkung in Satz 27.)

Allgemein:

31. Materialeinschlüsse irgend welcher Art bedingen stets Spannungserhöhungen in der Grundmasse, also eine Festigkeitsverminderung, mögen die Füllungen leichter oder schwerer deformierbar sein als die Grundmasse\*). Die Spannungser-

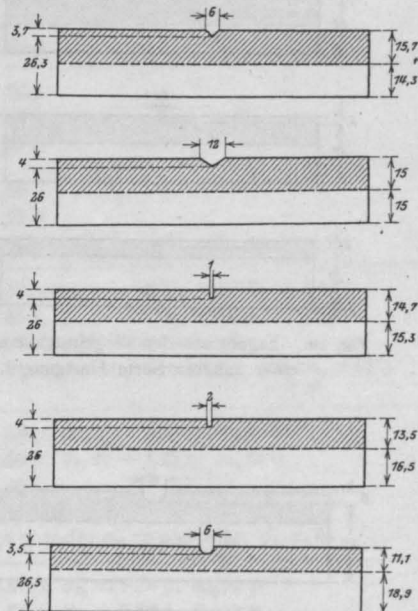


Fig. 18. Ergebnisse der Biegebruchversuche an Hartgummi.

\*) Die „harten“ Einschlüsse nehmen zwar größere Spannungen auf, müssen sie aber wieder abgeben; daher die schädlichen Wirkungen der harten Körner. Wenn aber die Spannungsaufnahme an Stellen stattfindet, die nicht im gefährlichen Querschnitte liegen, wie dies bei den Eisenbetonkonstruktionen der Fall ist, so können sie, dies geht aus Theorie und Versuch hervor, von größtem Nutzen sein. In einer ausgezeichneten Studie hat K. Wieghardt auf Grund der Elastizitätstheorie die merkwürdige Wirkungsweise des Eisens im Beton klargelegt. Wieghardt hat zwar auch vom Hookeschen Gesetze Gebrauch gemacht, dagegen sind seine Berechnungen von anderen, willkürlichen, aber in der Biegeungstheorie gebräuchlichen Annahmen frei. Zum Zwecke der Vereinfachung der Rechnung setzt er die Poissonschen Konstanten in Eisen und Beton einander gleich und begründet dies in einem besonderen Beispiele, aus dem der kaum merkbare Einfluß der Verschiedenheit hervorgeht. Neben dem auch hier vorgeführten Fall eines nur auf Dehnung beanspruchten Balkens behandelt Wieghardt schwierige Balkenbiegeungstheoreme. („Über Spannungsverteilungen in Balken aus Eisenbeton.“ Zeitschrift für Mathematik und Physik, 1908, 2. Heft, S. 119—137.)

Zementbälkchen, die im Bruchquerschnitt an der Zugseite ein zur Balkenachse normalstehendes Rundeisen ent-

hielten, rissen so, als ob statt des Rundeisens eine entsprechende Höhlung vorhanden gewesen wäre; es ist eben die Haftung im Augenblicke des Bruches schon lange überwunden gewesen. Auch Druckversuche mit Verbundkörpern aus Siegelack und Eisen, die nach ihrer Herstellung langsam abgekühlt worden waren, ließen erkennen, daß die Einschlüsse wohl Druck- nicht aber Zugspannungen übertragen, wenigstens nicht bei höheren Beanspruchungen. (A. Leon, Über die Spannungsverteilung in Verbundkörpern. 4. Heft der Wiener Mitteilungen, 1909, S. 34.)

Ferner beobachtete ich bei anderer Gelegenheit, daß die Selbstfestigkeit von Zement durchaus nicht immer größer ist, als die Festigkeit einer aus Zement und Sand hergestellten Mischung. Durch einen geringen Zusatz (10 v. H.) von Normsand wurde die Biegefestigkeit (also auch die Zugfestigkeit) der Zementbälkchen (Prismen von  $4 \times 4 \times 16$  cm, Auflagerentfernung von 10 cm) auf das Doppelte der Selbstfestigkeit gehoben. Die Druckfestigkeit hingegen änderte sich nicht viel, hatte eher die Neigung in entgegengesetzter Weise zu reagieren. Leider fehlte mir die Zeit, die Versuche zu wiederholen. Es sei aber bemerkt, daß der verwendete Zement gut war, denn ein „Treiber“ für sich selbst angemacht, zerfällt, während Mischungen aus solchem Zement manchmal ziemlich große Beanspruchungen vertragen.

höhungen sind im elastischen Bereich am größten und nehmen beim Auftreten bleibender Formänderungen sehr rasch ab, so daß sie bei Stoffen, die bleibende Verzerrungen vertragen, an der Bruchlast kaum mehr erkennbar sind. Bei Einschlüssen, die im Verhältnis zur Grundmasse leichter deformierbar sind (also im allgemeinen kleinere Elastizitätsmoduli haben) und bei Quer-

störungen für „harte“ Einschlüsse (Satz 27 und 30).

33. Die Spannungsstörungen schreiten nicht immer mit  $m$  in gleichem Sinne fort (Satz 21, wo ein zwischen 2 und  $\infty$  liegender Wert für  $m$  kleinere Spannungsstörungen bewirkte als  $m=2$  und  $m=\infty$ ).

34. Die größte Bruchgefahr ist nicht nach

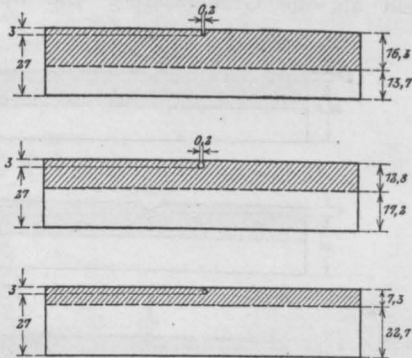


Fig. 19. Ergebnisse der Biegebruchversuche an einer anderen Sorte Hartgummi.

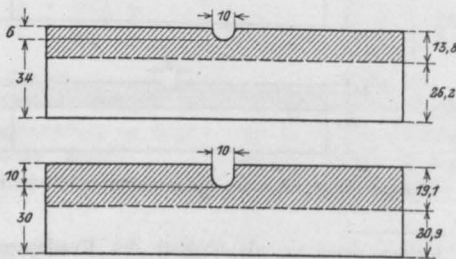


Fig. 20. Versuche mit Körper aus Portlandzement.

schnittsverletzungen (Löcher, Blasen, Kerben) tritt die größte Spannung tangential zur Oberfläche der Einschlüsse, bezw. der Hohlräume auf; sind die Einschlüsse hingegen schwerer zu verzerren als die Grundmasse, so wirken die größten Spannungen senkrecht zu ihren Oberflächen und erreichen manchmal in der Grundmasse und zwar in der Nähe der Grenzschicht analytische Extremwerte, sodaß die Haftspannungen (vollkommene Haftung stets vorausgesetzt) etwas überschritten werden. In allen Fällen haben die größten Spannungen die Richtungen der ungestörten elastischen Kräfte. (Fig. 15 u. 16.)

32. Die Formeln für starre Einschlüsse geben nicht immer die größten Spannungs-

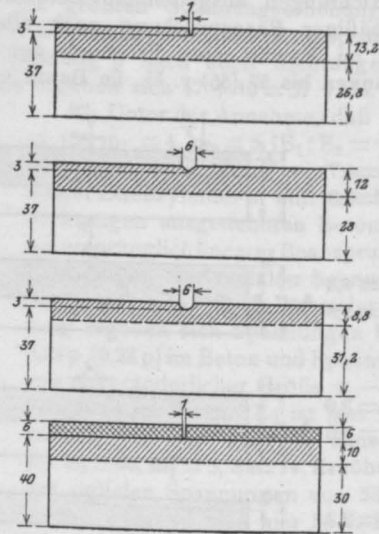


Fig. 21.

Verschwächung von Gipsbalkchen durch Kerben. Die doppelt schraffierte Fläche der letzten Figur bedeutet die auf einem unverletzten Versuchskörper nachträglich aufgebraute Gipsmasse. Durch diese Auffüllung gingen, da in der Mitte des Balkens eine Kerbe entstand, 25 v. H. der Balkenhöhe, d. i. 43 v. H. der Tragfähigkeit verloren!

allen hierfür gebräuchlichen Hypothesen an den Stellen größter Spannungsstörung, stets aber in unmittelbarer Nähe derselben vorhanden.)\*

Die folgende Tabelle soll eine Übersicht geben über die Spannungsstörungen für Verbundkörper im engeren Sinne, das sind solche mit Einschlüssen, die schwerer zu deformieren sind, als die Grundmasse.

\*) Siehe Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, 1909, Heft 2, Seite 122: Abhandlung von A. Basch, Über den Einfluß lokaler Inhomogenitäten, insbesondere starrer Einschlüsse auf den Spannungszustand in elastischen Körpern.

	Spannungs- zustand	Elastizitätsverhältnisse	Größte Spannungen (max $\sigma$ bedeutet hier sowohl „größter“ als auch „stationärer“ Wert)
Kugel	linear	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,90$ p max $\sigma_{r_2} = 1,85$ p max $\sigma_{r_2} = 2,02$ p
	eben	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,89$ p max $\sigma_{r_2} = 1,84$ p max $\sigma_{r_2} = 2,00$ p
	räumlich	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,89$ p max $\sigma_{r_2} = 1,85$ p max $\sigma_{r_2} = 2,00$ p
Sehr dünne Platte	linear	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,50$ p max $\sigma_{r_2} = 1,48$ p max $\sigma_{r_2} = 1,55$ p
	eben	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,60$ p max $\sigma_{r_2} = 1,57$ p max $\sigma_{r_2} = 1,67$ p
	linear	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,56$ p, $\sigma_{z_1} = -2,55$ , max $\sigma_{z_2} = 0,13$ p max $\sigma_{r_2} = 1,65$ p, $\sigma_{z_1} = -1,56$ , max $\sigma_{z_2} = 0,22$ p max $\sigma_{r_2} = 1,53$ p, $\sigma_{z_1} =$ unbestimmt, lim $\sigma_{z_2} = 0,2$ p (oder $\sigma_{z_1} =$ unstetig, lim $\sigma_{z_2} = 0$ )* r = $\infty$
Sehr dicke Platte	eben	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 1,54$ p, $\sigma_{z_1} = -5,23$ p, $\sigma_{z_2} = 0$ max $\sigma_{r_2} = 1,50$ p, $\sigma_{z_1} = -3,25$ p, $\sigma_{z_2} = 0$ max $\sigma_{r_2} = 1,60$ p $\sigma_{z_1} =$ unbestimmt, $\sigma_{z_2} = 0,4$ p (oder $\sigma_{z_1} =$ unstetig, $\sigma_{z_2} = 0$ )
	räumlich	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 15, m_1 = 5, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 15, m_1 = 3, m_2 = 4$ $E_2 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 5, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 4$	max $\sigma_{r_2} = 1,57$ p, $\sigma_{z_1} = 9,78$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,54$ p, $\sigma_{z_1} = 9,62$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,49$ p, $\sigma_{z_1} = 8,49$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,55$ p, $\sigma_{z_1} = 6,77$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,50$ p, $\sigma_{z_1} = 6,60$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,50$ p, $\sigma_{z_1} =$ unstetig, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 1,40$ p, $\sigma_{z_1} =$ unstetig, $\sigma_{z_2} = p$
	achsial	$E_1 : E_2 = 15, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = 10, m_1 = 4, m_2 = 5$ $E_1 : E_2 = \infty, m_2 = 5$	max $\sigma_{r_2} = 0,04$ p, $\sigma_{z_1} = 15,01$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 0,04$ p, $\sigma_{z_1} = 10,02$ p, $\sigma_{z_2} = p$ max $\sigma_{r_2} = 0,10$ p, $\sigma_{z_1} =$ unstetig, $\sigma_{z_2} = p$

\*) Siehe Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1908, S. 787, oder Mitteilungen des mech.-techn. Laboratoriums der technischen Hochschule in Wien, Nr. 3, Seite 34:

$$\text{Es ist } \sigma_{z_2} = \frac{\sigma_r + \sigma_t}{m} + \frac{2(m+1)}{m} K C = \frac{p}{m} \left[ 1 + \frac{2(\lambda + \mu)}{\lambda + 3\mu} \cdot \frac{a^2}{r^2} \right] \cos 2\varphi + \frac{2(m+1)}{m} K C$$

$$= \frac{p}{m} \left[ 1 + \frac{2m}{3m-4} \cdot \frac{a^2}{r^2} \cos 2\varphi \right] + \frac{2(m+1)}{m} K C.$$

Setzt man C (das ist die achsiale Dehnung) gleich Null, weil der Einschluß starr, also dehnungsunfähig ist, so ist

$$\sigma_{z_2} = \frac{p}{m} \left[ 1 + \frac{2m}{3m-4} \cdot \frac{a^2}{r^2} \cos 2\varphi \right], \text{ so daß max } \sigma_{z_2} = 1,91 \text{ p und lim } \sigma_{z_2} = 0,2 \text{ p.}$$

Stellt man hingegen die Grenzbedingung (wie dies dem ebenen Spannungszustand, so lange er ungestört ist, entspricht)

$$\lim_{r=\infty} \sigma_{z_2} = 0, \text{ so erhält man } \sigma_{z_2} = \frac{2p}{3m-4} \cdot \frac{a^2}{r^2} \cos 2\varphi \text{ und max } \sigma_{z_2} = 0,19 \text{ p.}$$

Dann erhält aber C einen endlichen Wert und  $\sigma_{z_1}$  wird unstetig.

## III.

Die besprochenen Spannungsstörungen sind lokaler Natur. In größerer Entfernung von dem kleinen die Störung verursachenden Einschlusse oder Hohlraume sind sie kaum merkbar (bei einer Entfernung, welche dem fünffachen Einschlusdurchmesser gleichkommt, ist die Spannungssteigerung nur mehr etwa 3 v. H.). Am größten werden die Spannungsstörungen an der Begrenzungsfläche der Einschlüsse, zumindest in deren unmittelbarer Nähe, wo, je nach der

Empfindlichkeit der Körper durch Inhomogenitäten hin\*).

Bei Eisen aber, insbesondere beim schmiedbaren Eisen, sind die Verhältnisse ganz anders; die Elastizitätsgrenze liegt weit unter der Zugfestigkeit. Auf die Elastizitäts- und Proportionalitätsgrenze folgt die Streckgrenze, die sich durch beginnende starke Dehnungen ohne entsprechenden Spannungszuwachs kundgibt. Diese bei einer bestimmten Spannung auftretende Streckung und die früher erwähnte Eigenschaft,

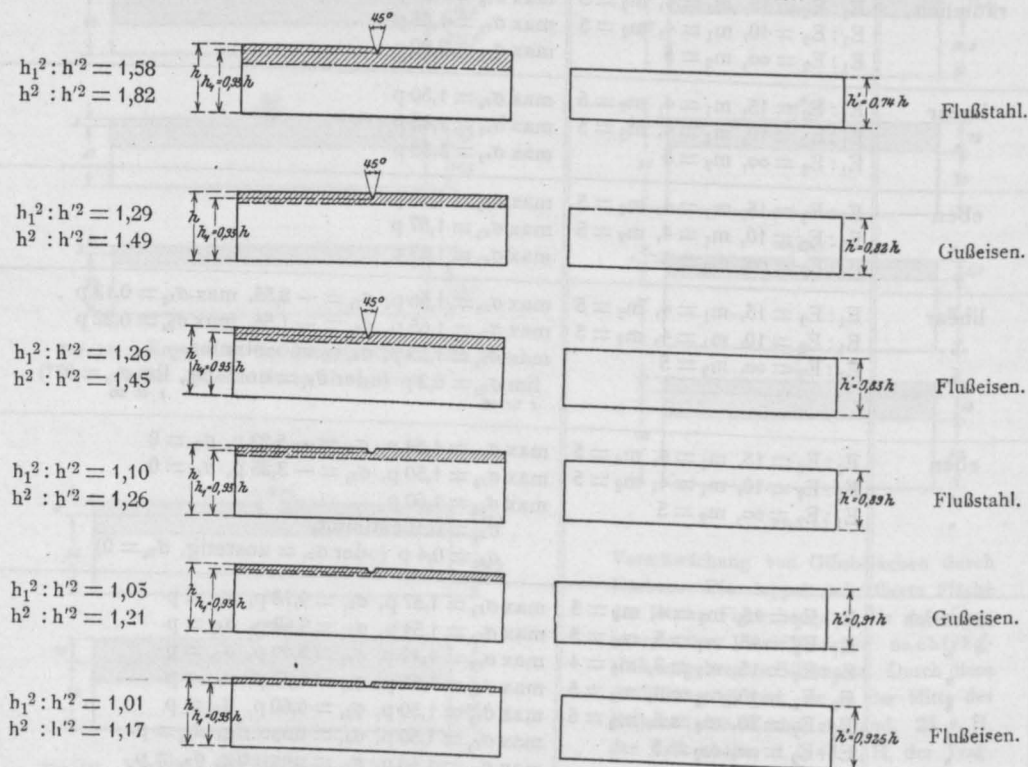


Fig. 22. Balken gleicher Biegefestigkeit. Je zwei nebeneinander stehende Körper hatten gleiche Biegefestigkeit. Der schraffierte Teil bezeichnet demnach das schädliche (überflüssige) Material.

Form, der Art der Beanspruchung, sowie (jedoch nicht in allen Fällen) dem Verhältnisse der Längsdehnung zur Querverkürzung eine recht bedeutende Steigerung der Spannungen auftreten kann. Die Ergebnisse der Untersuchungen über örtlichen Substanzmangel (Löcher, Kerben, Tellen) sind experimentell durch Bruchversuche an spröden Körpern (z. B. Glas), das sind solche, deren Elastizitätsgrenze in der Nähe der Bruchgrenze liegt, unmittelbar nachzuprüfen. Bei solchen Versuchen deutet schon die große Unregelmäßigkeit in den Bruchzahlen, selbst bei den mit aller Vorsicht vorgenommenen Proben, auf die große

\*) Die gekerbten spröden Körper reißen aber sehr gleichmäßig ab, da die Spannungsstörungen durch die Kerbform alle anderen Unregelmäßigkeiten übertrifft und verschleiert. Herr Professor Hirschwald (Charlottenburg) bestimmt die Zugfestigkeit von Steinen, welcher er eine große Beachtung zwecks Beurteilung der Wetterbeständigkeit schenkt, an Probekörpern, die im Bruchquerschnitt plötzlich eingezogen sind und erzielt dadurch, daß die einzelnen Versuchsergebnisse sehr gut untereinander übereinstimmen, was bei allmählicheren Querschnittsübergängen nicht der Fall ist. Es kann aber sein, daß dadurch die Empfindlichkeit der Probe etwas herabgesetzt wird. (Zur Vermeidung von Anrissen und aus Gründen der Einfachheit werden diese Kerben nicht mittels Hammer und Meißel, sondern durch eine Steinsäge hergestellt.)



daß die Spannungsstörungen nur lokaler Natur sind, bewirken einen Ausgleich der Spannungen bei Überschreitung der Strecklast. Infolgedessen lassen sich bei Fluß- oder Schweißisen die Spannungserhöhungen durch gewöhnliche Festigkeitsversuche nicht nachweisen. Berücksichtigt man aber die Tatsache, daß bei fortwährendem Wechsel zwischen zwei gleich großen Zug- und Druckspannungen die Bruchfestigkeit bis zur Elastizitätsgrenze sinkt — weil beim Überschreiten derselben durch Zug eine bleibende Dehnung, durch

Körper\*), das Auftreten der Spannungserhöhungen durch Querschnittsverletzungen und Materialeinschlüsse erhärten.

In der Tat hat schon Wöhler\*\*) festgestellt, daß ein Stab mit einer scharfen Absetzung bei einer Spannung bricht, die ungefähr 75 v. H. von jener beträgt, welche einem Stabe mit allmählicherem (durch eine Hohlkehle vermittelten) Querschnittsübergang entspricht. Man hat auch wiederholt beobachtet, daß geringe Inhomogenitäten, die beim gewöhnlichen Zugversuch keine Rolle

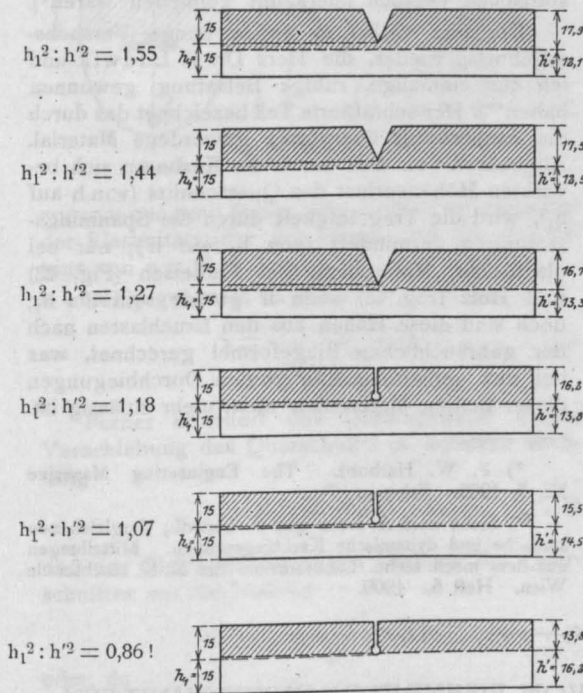


Fig. 23. Wirkung der Kerben bei Eisen.

Druck eine bleibende Stauchung auftritt, welche Mißhandlung das Material auf die Dauer nicht verträgt — bis zur Elastizitätsgrenze aber die ermittelten Spannungserhöhungen gültig sind, so könnte man wohl durch derartig angeordnete Versuche auch für Eisen, überhaupt für zähe

\*) Selbst Kupfer scheint bei Wiederholversuchen Querschnittsverletzungen gegenüber ebenso empfindlich zu sein wie Stahl.

\*\*) Wöhlers vierter Bericht in der Zeitschrift für Bauwesen. 1866. S. 67 u. ff. und: Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl. Berlin 1870.

Wöhler erklärt sich diesen Spannungsabfall durch das Auftreten von Schubspannungen (solche sind tatsächlich vorhanden), hatte also schon eine Vorstellung von den Spannungsstörungen, wenn er auch nicht wußte, welche be-

Flußstahl.

Flußisen.

Gußeisen.

Gußeisen.

Flußstahl.

Flußisen.

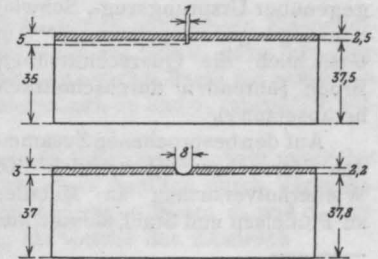


Fig. 24. Versuche mit Rotbuchholz.  
Die Fasern waren parallel der neutralen Schichte.

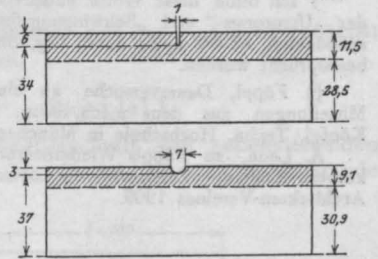


Fig. 24. Versuche mit Rotbuchholz.  
Die Fasern waren parallel zur Kerbenachse  
(also senkrecht zur Zeichenfläche).

spielen, bei den Wiederholversuchen zur Zerstörung führen, und daß der Bruch stets von solchen Fehlstellen ausgeht; insbesondere das sonst so homogene Flußisen ist für Lunker sehr empfindlich, während Schweißisen davon nicht sehr beeinflusst wird\*\*\*). Stanton und Bairstow

deutende Höhe sie erreichen können, solange die Streckgrenze nicht überschritten wird.

\*\*\*). Bauschinger, Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium zu München. 1886. Heft 13.

Sondericker, A description of some repeated stress-experiments. Technology Quarterly. 1892. Sondericker bemerkt, offenbar ohne an Spannungs- oder Dehnungsstörungen zu denken, daß sich die Dauerhaftigkeit des Materials nach der Elastizitätsgrenze nicht beurteilen lasse, wenn Fehlstellen vorhanden sind!

haben festgestellt\*), daß plötzliche Querschnittsveränderungen die Arbeitsspannung eines Stabes um 30–50 v. H. herabsetzen. Bei den Dauerversuchen übt Martens\*\*) große Vorsicht in der Anbringung der Marken für die Meßstrecken, indem er sie nicht rings einreißt, wie man es beim gewöhnlichen Zugversuch macht, sondern durch feine Kreuze, deren Schenkel unter 45° gegen die Stabachse geneigt sind, ersetzt.

In letzter Zeit hat Föppl die Wirkung von abgerundeten Querschnittsübergängen verschiedener Schärfe an Flußeisen untersucht und zwar gegenüber Ursprungszug-, Schwingungsbiege- und Schwingungsdrehspannungen\*\*\*) und gefunden, daß tatsächlich die Querschnittsübergänge die zum Bruch führenden durchschnittlichen Spannungen herabsetzen†).

Auf den besprochenen Zusammenhang zwischen den Versuchen mit spröden Körpern und den Wiederholversuchen an Metallen, insbesondere an Flußeisen und Stahl, deutet auch der Umstand,

\*) Stanton and Bairstow, On the resistance of iron and steel to reversals of direct stress. Proceedings of Inst. of Civil Eng. 1905/06. Teil IV.

\*\*) Martens, Materialienkunde für den Maschinenbau. S. 229.

\*\*\*) Ich bilde diese Worte entsprechend den Begriffen der „Ursprungs-“ und „Schwingungsfestigkeit“, um auch anzudeuten, ob die Stäbe durch Zug, Biegung oder Torsion beansprucht wurden.

†) Föppl, Dauerversuche an eingekerbten Stäben. Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der Königl. Techn. Hochschule in München. 31. Heft. 1909.

A. Leon, zu Föppls Wiederholversuchen an eingekerbten Stäben. Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1909.

daß, bei den Dauerbrüchen die Bruchflächen muschelig sind, was schon Martens aufgefallen ist, als ihm zufälligerweise bei seinen Versuchen einige Glassplitter in die Hände kamen. Ebenso besteht eine Analogie zwischen der Spannungsverteilung in spröden Körpern und der in plastischen, wenn letztere auf Stoß beansprucht werden, weil hier die zum Spannungsausgleich erforderliche Streckung nicht rasch genug erfolgen kann; man hat gefunden, daß auch Schlagversuche, z. B. bei Stahl zur Aufdeckung von Fehlstellen, von Unregelmäßigkeiten führen, welche beim statischen Versuch unerkannt geblieben wären\*).

Die Fig. 17 bis 25 geben einige Versuchsergebnisse wieder, die Herr Dr. P. Ludwik und ich für einmalige, ruhige Belastung gewonnen haben\*\*). Der schraffierte Teil bezeichnet das durch die Einkerbung überflüssig gewordene Material. Abgesehen von dem durch die Kerbe an sich bewirkten Höhenverlust des Querschnitts (von  $h$  auf  $h_1$ ), wird die Tragfähigkeit durch die Spannungsstörungen vermindert (von  $h_1$  auf  $h'$ ); nur bei plastischen Materialien, bei Flußeisen (Fig. 23) und Holz (Fig. 25) kann  $h'$  größer sein als  $h_1$ ; doch sind diese Höhen aus den Bruchlasten nach der gebräuchlichen Biegeformel gerechnet, was bei den verhältnismäßig großen Durchbiegungen dieser beiden Materialien nicht mehr zulässig ist.

\*) F. W. Harbord. The Engineering Magazine Nr. 5, 1909. Februar.

\*\*) Siehe auch A. Leon und P. Ludwik, Vergleichende statische und dynamische Kerbiegeproben. Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der K. K. Hochschule Wien. Heft 6. 1909.

## BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG VON EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Dipl.-Ing. W. Hohmann

der Firma Rob. Grastorf G. m. b. H., Hannover.

Der Querschnitt sei beliebig, jedoch symmetrisch in bezug auf die Kräfteebene. Als allgemeinsten Fall soll der einer exzentrischen Druckbelastung untersucht werden. Aus ihm ergeben sich die einfacheren Belastungsarten als Sonderfälle.

Für den in Fig 1 abgebildeten Querschnitt bezeichne

N	die Größe der Normalkraft	} von der
e	den Abstand ihres Angriffspunktes	
a	„ „ der Druckarmierung	} sten ge-
h	„ „ der Zugarmierung	
x	„ „ der Nulllinie	} Faser
c'	den Abstand der Druckarmierung	
c	„ „ der Zugarmierung	} von der
y	„ „ eines beliebig. Punktes	

J	das Trägheitsmoment des Verbundkörpers	} in bezug auf die Nulllinie
J <sub>b</sub>	das des gedrückten Betonquerschnittes	
J <sub>e'</sub>	das der Druckarmierung	
J <sub>e</sub>	das der Zugarmierung	

S	das statische Moment des Verbundkörpers	} in bezug auf die Nulllinie
S <sub>b</sub>	das des gedrückten Betonquerschnittes	
S <sub>e'</sub>	das der Druckarmierung	
S <sub>e</sub>	das der Zugarmierung	
f <sub>e'</sub>	die Druckarmierung	
f <sub>e</sub>	die Zugarmierung	

$\sigma_b$  die Beanspruchung der äußersten gedrückten Betonfaser  
 $\sigma_e$  die Beanspruchung der Zugarmierung.

Angenommen wird eine geradlinige Spannungsverteilung ohne Berücksichtigung der Beton-

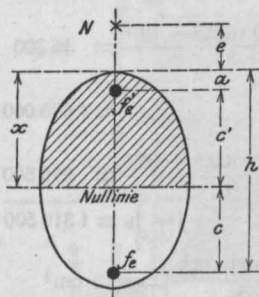


Fig. 1.

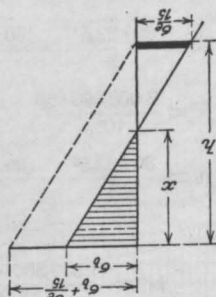


Fig. 2.

zugspannungen, ferner ein Verhältnis zwischen der Elastizitätsziffer des Eisens und der des Betons von  $n = 15$ .

Bei gegebenem  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  ist nach Fig. 2:

$$x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} \cdot h \quad \dots \quad (1)$$

Ferner erfordert das Gleichgewicht gegen Verschiebung des Querschnitts in achsialer Richtung

$$N = \int \sigma dF \quad \dots \quad (2)$$

und das Gleichgewicht gegen Drehung des Querschnittes um die Nulllinie

$$N \cdot (e + x) = \int \sigma y dF \quad \dots \quad (3)$$

oder, da

$$\sigma = \frac{y}{x} \cdot \sigma_b$$

so folgt:

$$N = \frac{\sigma_b}{x} \int y dF = \frac{\sigma_b}{x} S \quad \dots \quad (2a)$$

$$N(e + x) = \frac{\sigma_b}{x} \int y^2 dF = \frac{\sigma_b}{x} J \quad \dots \quad (3a)$$

Mit Rücksicht auf Gl. 1 folgt aus Gl. 2a:

$$S = \frac{Nx}{\sigma_b} = \frac{Nh}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} \quad \dots \quad (4)$$

und aus Gl. 3a:

$$J = \frac{Nx(e + x)}{\sigma_b} = \frac{N(e + x)h}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} = S(e + x) \quad \dots \quad (5)$$

Nun ist:

$$S = S_b + S_{e'} - S_e \quad \dots \quad (6)$$

$$J = J_b + J_{e'} + J_e \quad \dots \quad (7)$$

oder:

$$S - S_b = S_{e'} - S_e = 15 f_{e'} c' - 15 f_e c \quad \dots \quad (6a)$$

$$J - J_b = J_{e'} + J_e = 15 f_{e'} c'^2 + 15 f_e c^2 \quad \dots \quad (7a)$$

Aus den letzten beiden Gleichungen folgt:

$$f_{e'} = \frac{(J - J_b) + c(S - S_b)}{15 c' (c + c')} \quad \dots \quad (8)$$

$$f_e = \frac{(J - J_b) - c'(S - S_b)}{15 c (c + c')} \quad \dots \quad (9)$$

worin alle Glieder nach obigem leicht zu ermitteln sind.

Die aus Gl. 8 und 9 gefundenen Eisenquerschnitte müssen somit als Druck- bzw. als Zugarmierung angeordnet werden, damit die gewählten Materialbeanspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  tatsächlich auftreten.

Um den gegebenen Betonquerschnitt möglichst vorteilhaft zu armieren, müßten durch Versuchsrechnungen noch diejenigen Werte  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  festgestellt werden, für welche der Ausdruck

$$f_{e'} + f_e = \frac{(J - J_b) + (S - S_b)(c - c')}{15 c c'} \quad \dots \quad (10)$$

möglichst klein wird. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß weder  $f_{e'}$  noch  $f_e$  negativ werden darf.

An einem Beispiel soll das Verfahren zunächst erläutert werden.

### Beispiel I.

Ein Gewölbequerschnitt von nebenstehenden Abmessungen (Fig. 3) sei für eine im Abstände

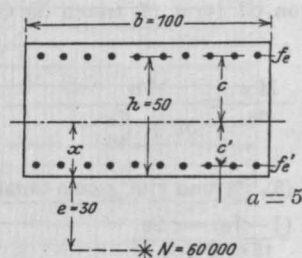


Fig. 3.

$e = 30$  cm von der Unterkante angreifende Druckresultierende  $N = 60$  t so zu armieren, daß  $\sigma_b = 50$  und  $\sigma_e = 1000$  wird.

In diesem Falle ist nach Gl. (1)

$$x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} h = \frac{50}{50 + 66,6} \cdot 50 = 21,5$$

$$e + x = 30 + 21,5 = 51,5$$

$$c' = 21,5 - 5 = 16,5$$

$$c = 50 - 21,5 = 28,5$$

$$c + c' = 45,0$$

nach Gl. (4)

$$S = \frac{60\,000}{50 + 66,6} \cdot 50 = 25\,700$$

$$S_b = \frac{100 \cdot 21,5^2}{2} = 23\,100$$

$$S - S_b = 2\,600$$

nach Gl. (5)

$$J = 25\,700 \cdot 51,5 = 1\,325\,000$$

$$J_b = \frac{100 \cdot 21,5^3}{3} = 331\,000$$

$$J - J_b = 994\,000$$

nach Gl. (8)

$$f_e' = \frac{994\,000 + 2600 \cdot 28,5}{15 \cdot 16,5 \cdot 45} = 96 \text{ cm}^2$$

$$f_e = \frac{994\,000 - 2600 \cdot 16,5}{15 \cdot 28,5 \cdot 45} = 49,5 \text{ cm}^2$$

Der Fall der reinen Biegung ergibt sich aus dem allgemeinen Falle ohne weiteres, wenn

$$N = 0$$

$$(e + x) = \infty$$

$N(e + x) = M$  (Moment der äußeren Kräfte) gesetzt wird.

Auch in diesem Falle gilt Gl. (1)

$$x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} h.$$

An Stelle von Gl. (4) u. (5) treten die Gleichungen

$$S = 0$$

$$J = \frac{Mx}{\sigma_b} = \frac{Mh}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}}$$

Die Gl. (8), (9) und (10) gehen somit über in

$$f_e' = \frac{(J - J_b) - c S_b}{15 c' (c + c')}$$

$$f_e = \frac{(J - J_b) + c' S_b}{15 c (c + c')}$$

$$f_e' + f_e = \frac{(J - J_b) - S_b (c - c')}{15 c' c}$$

### Beispiel II.

Auf einen Querschnitt von nebenstehenden Abmessungen (Fig. 4) wirke ein Biegemoment von  $M = 30 \text{ tm} = 3\,000\,000 \text{ kg/cm}$ .

Gesucht sei die Zug- und Druckarmierung, wenn  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$  betragen soll.

$$x = \frac{40}{40 + 66,6} \cdot 60 = 22,5 \text{ cm}$$

$$c = 60 - 22,5 = 37,5$$

$$c' = 22,5 - 5,0 = 17,5$$

$$c + c' = 55,0$$

$$S_b = \frac{80 \cdot 22,5^2}{2} - \frac{(80 - 30) \cdot (22,5 - 10)^2}{2} = 16\,300$$

$$J = \frac{3\,000\,000 \cdot 60}{106,6} = 1\,690\,000$$

$$J_b = \frac{80 \cdot 22,5^3}{3} - \frac{(80 - 30) \cdot (22,5 - 10)^3}{3} = 370\,500$$

$$J - J_b = 1\,319\,500$$

$$f_e' = \frac{1\,319\,500 - 16\,300 \cdot 37,5}{15 \cdot 17,5 \cdot 55} = 49,2 \text{ cm}^2$$

$$f_e = \frac{1\,319\,500 + 16\,300 \cdot 17,5}{15 \cdot 37,5 \cdot 55} = 51,8 \text{ cm}^2.$$

Für den Fall eines rechteckigen Querschnitts lassen sich die Gleichungen (8) und (9) in einem Diagramm darstellen, mit Hilfe dessen alle vorkommenden Untersuchungen in einfachster Weise

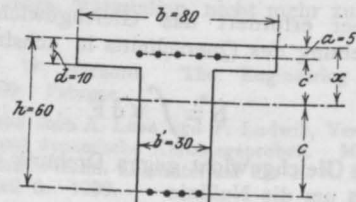


Fig. 4.

genügend genau durchgeführt werden können. Um das Diagramm unabhängig von den Querschnittsabmessungen zu machen, sollen alle vorkommenden Strecken in ihrem Verhältnis zu  $h$  ausgedrückt werden. Die Verhältniszahlen seien durch die entsprechenden griechischen Buchstaben bezeichnet. Es ist also  $e = \epsilon \cdot h$ ;  $c = \gamma \cdot h$ ;  $c' = \gamma' \cdot h$ , ferner nach Gleichung (1).

$$x = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} \cdot h = \xi \cdot h \quad \dots \quad (11)$$

nach Gleichung (4)

$$S = \frac{N}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} \cdot h,$$

oder wenn

$$\sigma_0 = \frac{N}{b \cdot h}$$

gesetzt wird,



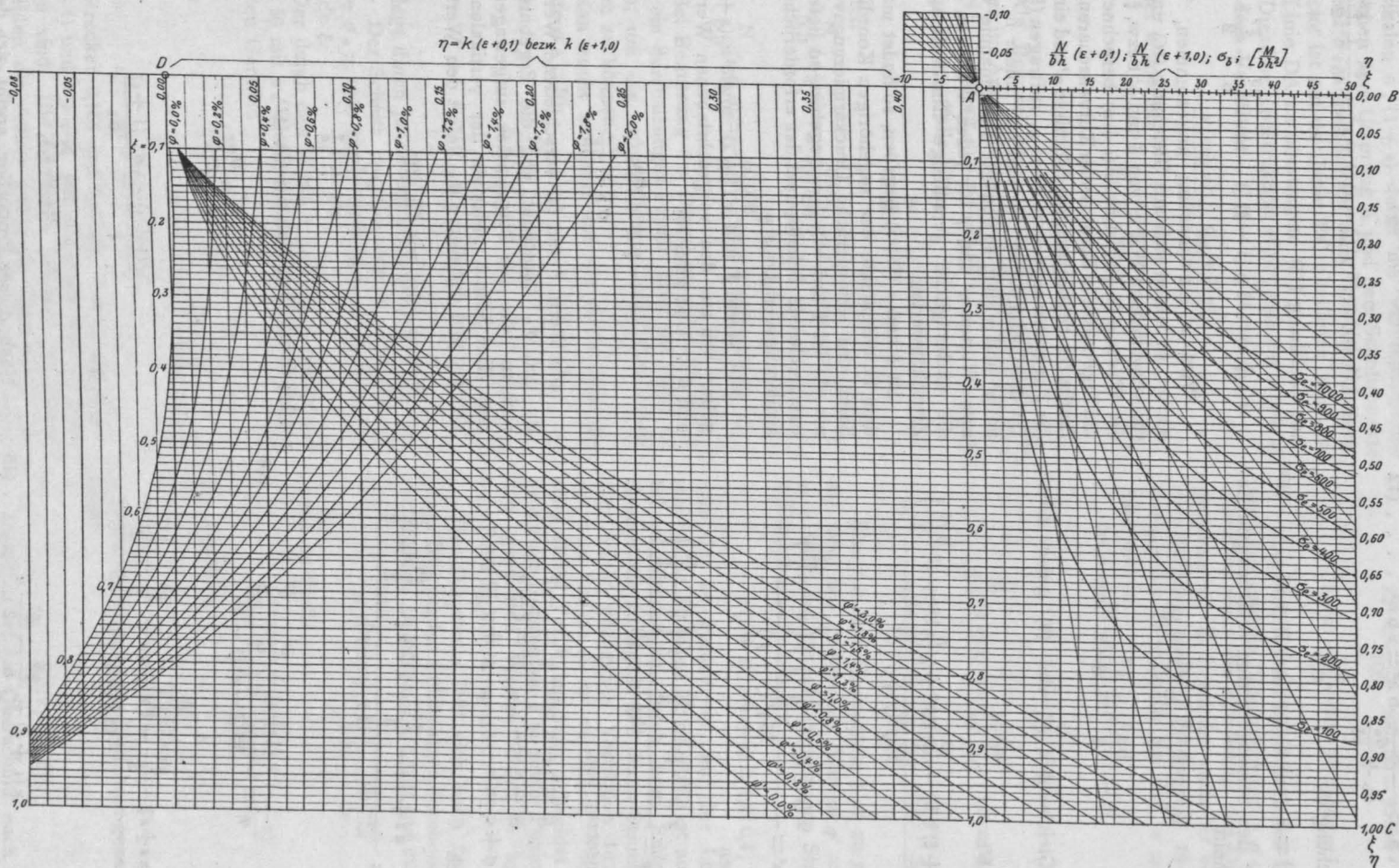


Fig. 5.

$$S = \frac{\sigma_0}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}} \cdot b h^2 = x b h^2 \quad \dots (12)$$

nach Gleichung (5)

$$J = S \cdot (e + x) = x \cdot (\xi + \xi) \cdot b h^3 \quad \dots (13)$$

ferner für den vorausgesetzten rechteckigen Betonquerschnitt

$$S_b = \frac{b x^2}{2} = \frac{\xi^2}{2} \cdot b h^2$$

$$J_b = \frac{b x^3}{3} = \frac{\xi^3}{3} \cdot b h^3$$

Die Gleichungen (8) und (9) gehen damit über in

$$f_e' = \varphi' \cdot b h$$

$$= \frac{x(\xi + \xi) b h^3 - \frac{\xi^3}{3} b h^3 + \gamma \left( x h^2 b - \xi^2 \frac{b h^3}{2} \right)}{15 \gamma' (\gamma + \gamma') h^2}$$

oder

$$\varphi' = \frac{x(\xi + \xi) - \frac{\xi^3}{3} + \gamma \left( x - \frac{\xi^2}{2} \right)}{15 \gamma' (\gamma + \gamma')}$$

desgleichen

$$\varphi = \frac{x(\xi + \xi) - \frac{\xi^3}{3} - \gamma' \left( x - \frac{\xi^2}{2} \right)}{15 \gamma (\gamma + \gamma')}$$

durch Einsetzen von

$$c = h - x \text{ oder } \gamma = 1 - \xi$$

$$c' = x - a \quad \gamma' = \xi - \alpha$$

$$c + c' = h - a \quad \gamma + \gamma' = 1 - \alpha$$

ergibt sich

$$\varphi' = \frac{x\xi + x\xi - \frac{\xi^3}{3} + x - x\xi - \frac{\xi^2}{2} + \frac{\xi^3}{2}}{15 \gamma (\gamma + \gamma')}$$

oder

$$\varphi' = \frac{x(1 + \xi) + \frac{\xi^3}{6} - \frac{\xi^2}{2}}{15 (\xi - \alpha) (1 - \alpha)} \quad \dots (14)$$

und

$$\varphi = \frac{x\xi + x\xi - \frac{\xi^3}{3} - \xi x + \alpha x + \frac{\xi^3}{2} - \frac{\xi^2}{2} \alpha}{15 \gamma (\gamma + \gamma')}$$

oder

$$\varphi = \frac{x(\xi + \alpha) + \frac{\xi^3}{6} - \frac{\xi^2}{2} \alpha}{15 (1 - \xi) (1 - \alpha)} \quad \dots (15)$$

aus Gleichung (14) folgt

$$x(1 + \xi) = 15 \gamma' (\xi - \alpha) (1 - \alpha) - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^2}{2} \quad (16)$$

aus Gleichung (15)

$$x(\xi + \alpha) = 15 \gamma (1 - \xi) (1 - \alpha) - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^2}{2} \alpha \quad (17)$$

Wird  $\alpha$  als konstant angenommen, z. B.  $\alpha = 0,1$ , so lassen sich aus Gleichung (16) und (17) für verschiedene Werte von  $\xi$  und  $\varphi'$  bzw.  $\xi$  und  $\varphi$  die Werte  $x(1 + \xi)$  bzw.  $x(\xi + \alpha)$  berechnen und die Ergebnisse in Form zweier Kurvenscharen, einer für die Druckarmierungsverhältnisse  $\gamma'$  und einer für die Zugarmierungsverhältnisse  $\gamma$ , auftragen (Fig. 5). Da die Gleichungen (16) und (17) linear in bezug auf  $\varphi'$  und  $\varphi$  sind, so genügt die Annahme von je zwei Werten  $\varphi'$  und  $\varphi$  für jeden Wert von  $\xi$ , und die nachträgliche geradlinige Einschaltung von Zwischenwerten.

Ist  $\xi$  und  $x(1 + \xi)$  gegeben, so findet man auf dem Schnittpunkte der zugehörigen Koordinatenlinien das erforderliche Druckarmierungsverhältnis  $\gamma'$ . Ist  $\xi$  und  $x(\xi + \alpha)$  gegeben, so liefert der entsprechende Schnittpunkt das erforderliche Zugarmierungsverhältnis  $\gamma$ .

Die Werte  $\xi$  und  $x(1 + \xi)$  sowie  $x(\xi + \alpha)$  ergeben sich aus den vorgeschriebenen Werten  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$ . Und zwar ist

$$\xi = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}}$$

Die Werte  $\xi$  sind für verschiedene Werte von  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  berechnet und die Ergebnisse im rechten Teile des Diagrammes aufgetragen worden. Der Schnitt zwischen der vertikalen Geraden  $\sigma_b$  und der Kurve  $\sigma_e$  liefert den Wert  $\xi$ .

Ferner folgt aus Gl. (12)

$$x = \frac{\sigma_0}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{15}}$$

oder durch Vergleich mit Gl. (11)

$$\frac{x}{\xi} = \frac{\sigma_0}{\sigma_b}$$

also auch

$$\frac{x(1 + \xi)}{\xi} = \frac{\sigma_0 (1 + \xi)}{\sigma_b},$$

wobei

$$\sigma_0 = \frac{N}{b h}.$$

Nach dieser Proportion ergibt sich der Wert  $x(1 + \xi)$  als diejenige Strecke, welche auf der

Vertikalen  $\sigma_0 (1 + \epsilon)$  durch die Verbindungslinie zwischen dem Ursprung A und dem Schnittpunkte  $\sigma_b$  mit  $\sigma_e$  abgeschnitten wird. Die Größe dieser Strecke ist auf der Linie BC abzulesen und auf die Linie DA zu übertragen.

Dieselbe Konstruktion ergibt sich für  $z (\epsilon + \alpha)$  aus dem Verhältnis

$$\frac{z (\epsilon + \alpha)}{\xi} = \frac{\sigma_0 (\epsilon + \alpha)}{\sigma_b},$$

wobei wiederum

$$\sigma_0 = \frac{N}{b h}.$$

### Beispiel III.

Als Beispiel soll die gleiche Aufgabe wie früher im Anschluß an Fig. 3 gelöst werden, also für  $N = 60\,000$  kg und  $e = 30$  cm.

In diesem Falle ist

$$\epsilon = \frac{30}{50} = 0,6$$

folglich

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + 1) = \frac{60\,000}{100 \cdot 50} (0,6 + 1,0) = 19,2$$

und

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + \alpha) = \frac{60\,000}{100 \cdot 50} (0,6 + 0,1) = 8,4$$

Bei Benutzung des Diagrammes empfiehlt es sich, ein durchsichtiges Papier über die Figur zu legen, um die erforderlichen Linien darauf ausziehen zu können.

Man sucht zunächst auf der Linie AB die Punkte  $\sigma_b = 50$ ;

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + 1) = 19,2$$

und

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + \alpha) = 8,4$$

und legt durch jeden derselben eine vertikale Gerade. Der Schnitt der Geraden  $\sigma_b = 50$  mit der Kurve  $\sigma_e = 1000$  liefert die horizontal zu ziehende Gerade  $\xi$ .

Der durch den Punkt A und den Schnittpunkt  $\sigma_b = 50$  mit  $\sigma_e = 1000$  verlaufende Strahl schneidet auf den Geraden

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + 1) = 19,2$$

und

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + \alpha) = 8,4$$

die Strecken 0,165 und 0,07 ab, welche als Werte  $z (\epsilon + 1)$  und  $z (\epsilon + \alpha)$  auf die Linie DA zu übertragen sind. Die hierdurch gelegten Vertikalen schneiden die früher gezogene Horizontale  $\xi$  in den gesuchten Punkten  $q' = 1,9\%$  und  $q = 1,0\%$ ; somit ist

$$f_{e'} = \frac{1,9}{100} \cdot 100 \cdot 50 = 95 \text{ cm}^2$$

$$f_e = \frac{1,0}{100} \cdot 100 \cdot 50 = 50 \text{ cm}^2$$

Umgekehrt lassen sich mittels des Diagrammes auch die größten Beanspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  bestimmen, wenn die Armierung des Querschnittes gegeben ist. Z. B. sei der nach der vorhergehenden Aufgabe armierte Querschnitt für einen Belastungsfall  $N = 70\,000$  kg und  $e = 15$  cm zu untersuchen.

In diesem Falle ist

$$\epsilon = \frac{15}{50} = 0,3$$

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + 1) = \frac{70\,000}{100 \cdot 50} \cdot 1,3 = 18,2$$

$$\frac{N}{b h} (\epsilon + \alpha) = \frac{70\,000}{100 \cdot 50} \cdot 0,4 = 5,6.$$

Man hat eine Horizontale  $\xi$  so zu ziehen, daß die von den gegebenen Kurven  $q' = 1,9\%$  und  $q = 1,0\%$  auf ihr abgeschnittenen Strecken sich zueinander verhalten wie

$$z (1 + \epsilon) : z (\epsilon + \alpha) = 1,3 : 0,4;$$

eine der so gefundenen, auf der Linie DA zu messenden Strecken 0,2 od. 0,062 ist auf die Linie BC zu übertragen, durch ihren Endpunkt eine Horizontale zu legen und deren Schnittpunkt mit den früher gezogenen Vertikalen 18,2 bzw. 5,6 mit dem Punkte A zu verbinden. Die Verlängerung dieser Verbindungslinie schneidet die früher gezogene Horizontale  $\xi$  in einem Punkte, welcher den gesuchten Werten  $\sigma_b = 44$  kg/cm<sup>2</sup> und  $\sigma_e = 700$  kg/cm<sup>2</sup> entspricht.

Das Diagramm läßt sich auch für den Fall reiner Biegung bei rechteckigen Betonquerschnitten verwenden. In diesem Falle tritt nur an Stelle von

$$\sigma_0 (1 + \epsilon) = \frac{N}{b h} \cdot \frac{(1 + e)}{h}$$

sowie an Stelle von

$$\sigma_0 (\epsilon + \alpha) = \frac{N}{b h} \cdot \frac{(1 + \alpha)}{h}$$

der Ausdruck

$$\frac{M}{b h^2},$$

während im übrigen das Verfahren genau dasselbe bleibt.

### Beispiel IV.

Gegeben sei der Querschnitt nach Fig. 6 mit  $M = 150\,000$  kgcm, gesucht  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$ .

Es ist in diesem Falle

$$p' = \frac{6 \cdot 100}{15 \cdot 100} = 0,4\%$$

$$p = \frac{12 \cdot 100}{15 \cdot 100} = 0,8\%$$

$$\frac{M}{b h^2} = \frac{150\,000}{100 \cdot 15^2} = 6,66.$$

Der Schnitt zwischen  $q' = 0,4$  und  $q = 0,8$  liefert  $\xi = 0,35$ ,  $\eta = 0,068$ . Letzterer Wert wird von der Linie DA auf die Linie BC übertragen.

Durch den Schnittpunkt der entsprechenden

Horizontalen mit der dem Werte  $\frac{M}{b h^2} = 6,66$  entsprechenden Vertikalen wird ein durch den Punkt A gehender Strahl gelegt, welcher die

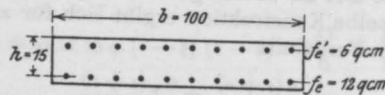


Fig. 6.

Linie  $\xi = 0,35$  in dem gesuchten Punkte  $\sigma_b = 35$  und  $\sigma_e = 970$  schneidet.

## NEUE VERSUCHE AMERIKANISCHER FORSCHER.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst.

### II.

Versuche über die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen von Professor H. C. Berry.

In Heft 9 der Zeitschrift ist ein diese Frage betreffender Aufsatz von Dr. Preuß veröffentlicht worden, welcher in sehr interessanter Form die wichtige Frage des Zusammenwirkens von Beton und

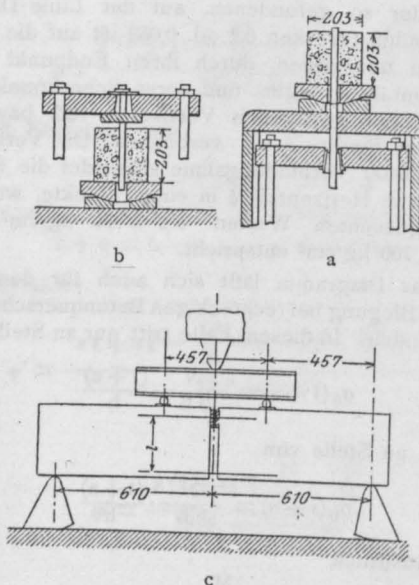


Fig. 1.

Eisen an der Hand von Versuchen besprach. Diese Versuche sind sehr gut geeignet, den Wert der sogenannten Haftfestigkeitszahlen zu zeigen.

Es soll hier nicht weiter auf die Frage eingegangen werden, die schon wiederholt besprochen worden und neuerdings durch die an anderer Stelle

von Professor Foerster veröffentlichten Versuche Bachs ins Rollen gebracht wird. Die Frage liegt sehr klar. Gibt es eine Haftfestigkeit oder gibt es keine; eine Haftfestigkeit in dem Sinne wie Zug- oder Druckfestigkeit? Diese Frage läßt sich dahin beantworten, daß es keine Haftfestigkeit in diesem Sinne gibt. Es ist daher auch ganz gefehlt, in eine Berechnung bestimmte zulässige Werte für Haftspannungen einzuführen, wie dies bisher geschieht. Die neuen Versuche von Bach zeigen, was ja schon bekannt war, daß das Haftvermögen oder wie es Bach nennt, der Gleitwiderstand bei verrostetem Eisen und bei Eisen mit unebenen Oberflächen höher ist, als bei Eisen mit glatten Oberflächen. Und dieser Umstand weist darauf hin, daß ein großer Teil der sogenannten Haftfestigkeit eine mechanische Eigenschaft ist. Die Versuche Bachs zeigen weiter, daß das Haftvermögen bei fetteren Betonmischungen größer wird und bei nassem Beton kleiner wird. Dieses Ergebnis der Bachschen Versuche hängt mit der Zugfestigkeit des Betons zusammen. Ich habe schon wiederholt darauf hingewiesen, daß die Zugfestigkeit des Betons einen wichtigen Einfluß auf die Haftfähigkeit hat, und schon in meinen ersten in Zürich durchgeführten Versuchen darauf hingewiesen, daß einem Beton mit einer größeren Zugfestigkeit ein längeres Zusammenwirken von Eisen und Beton entsprechen wird. Da der Beton durch vermehrten Wasserzusatz eine geringere Zugfestigkeit aufweist, bei einer fetteren Mischung aber dieser Wert zunimmt, erklären sich die erwähnten Versuchsergebnisse Bachs von selbst. Schließlich findet Bach eine Zunahme des Haftvermögens mit zunehmendem Alter. Auch dieses Ergebnis war aus seinen früheren Versuchen und aus den von mir veröffentlichten Versuchen von Groß-Lichterfelde bekannt geworden. Zieht man die Ergebnisse der Bachschen Versuche zusammen, so zeigt



sich abermals die von mir bereits wiederholt hervorgehobene Tatsache, daß die für die sogenannte Haftfestigkeit angegebenen Zahlen keine festen Werte annehmen, diese ändern sich je nach Oberfläche und Querschnittsform des Eisens, je nach dem Alter und der Zusammensetzung des Betons. Aus diesem Grunde kann ich abermals darauf hinweisen, daß die in den Vorschriften enthaltenen zulässigen Werte für „Haftspannungen“ keine Berechtigung haben, und daß es auf Grund der in großer Zahl bereits durchgeführten Versuche an der Zeit wäre, die ganz verfehlte Berechnungsweise der „Haftspannungen“ wegzulassen.

Die von Berry durchgeführten Versuche liefern keine unbekannten Resultate, sind aber nach mancher Richtung beachtenswert und sollen aus diesem Grunde hier besprochen werden.

Er teilt seine Versuche nach der Art der Durchführung in 3 Gruppen:

- a) Er bestimmt die Haftfähigkeit durch Herausziehen,
- b) durch Herausdrücken eines Eisenstabes aus einem Betonblock, und vergleicht die auf diesem Wege erhaltenen Werte mit
- c) denjenigen Werten, die er aus Biegeversuchen erhält.

Die Durchführung dieser 3 Versuchsmethoden ist in Fig. 1 a—c zu ersehen. Von Interesse ist nur die Art, wie er die Biegeversuche durchführt. Er teilt den Balken in der Mitte durch ein  $2\frac{1}{2}$  cm starkes Holz, welches er bei der Herstellung der Balken einlegt, in 2 Teile und ersetzt dieses Holz

bei der Ausführung des Versuches durch ein Gelenk, welches in bekannter Weise hergestellt wird. Der für die Probekörper verwendete Beton hat eine Mischung von 1:2:4; die Eiseneinlagen, welche derart dimensioniert waren, daß die Streckgrenze nicht erreicht wurde, waren nur 18-mm-Rundeisen und  $18 \times 18$ -Quadratischeisen; der Wasserzusatz war 20% der Trockenmischung. Die Festigkeit des Betons bestimmt Berry an 15-cm-Würfeln. Die Haftfähigkeitsversuche macht er an 20 cm hohen Zylindern mit einem ebenso großen Durchmesser. Die Eiseneinlage, welche zum Herausziehen bestimmt war, war 45 cm lang, die zum Herausdrücken waren 22 cm lang. Die Biegeversuche wurden an 1,34 m langen Balken durchgeführt, deren Querschnitt  $20 \times 28$  cm war. Die Achse der Eiseneinlage war  $2\frac{1}{2}$  cm über Unterkante. Das Eisen war derart eingebettet (siehe Fig. 1 c), daß es 20 cm zu beiden Seiten von der Mitte in den Beton hineinreichte. Die Probekörper wurden unter Sägespänen aufbewahrt und im Alter von 28 Tagen geprüft.

Die Ergebnisse der Berryschen Versuche sind in Fig. 2 und Tabelle 1 zusammengestellt.

Aus dieser Tabelle sieht man, daß die aus den Biegeversuchen ermittelte Haftfähigkeit im Durchschnitt 16,9 kg pro qcm beträgt; durch Herausdrücken des Eisens aus dem Betonblock erhält man für die Haftfähigkeit 25,1 kg pro qcm der Eisenoberfläche oder 2,3mal desjenigen aus den Biegeversuchen gefundenen Wertes. Beim Herausziehen der Eisen aus dem Betonkörper er-

Betonmischung	quadr. Eisen	Probekörper Nr.	Rundeisen	Probekörper Nr.	Mittelwert aus beiden	Würfel- festigkeit
---------------	-----------------	--------------------	-----------	--------------------	--------------------------	-----------------------

Ermittlung der Haftfähigkeit durch Herausziehen des Eisens.

Trocken . . . . .	49	3	52	3	51	246
Mittel . . . . .	41	10	45	10	43	186
Naß . . . . .	42	3	33	3	38	141
					44	

Ermittlung der Haftfähigkeit durch Herausdrücken des Eisens.

Trocken . . . . .	47	3	33	3	40	247
Mittel . . . . .	31	9	47	6	32	186
Naß . . . . .	35	3	37	3	36	140
					35	

Ermittlung der Haftfähigkeit durch Biegeversuche.

Trocken . . . . .	10	3	16	3	13	246
Mittel . . . . .	19	7	20	7	19	186
Naß . . . . .	13	3	17	3	15	141
					17	

gab sich eine Haftfähigkeit mit 43,6 kg pro qcm oder der 2,6fache Wert desjenigen aus den Biegeversuchen.

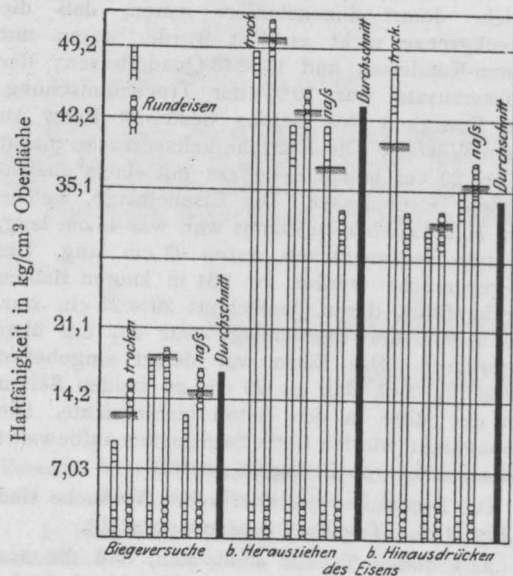


Fig. 2.

Man ersieht daraus, daß die Versuche zur Bestimmung der Haftfähigkeit durch Herausziehen oder -drücken eines Eisenstabes aus einem Betonkörper nahezu die gleichen Werte ergeben, während man aus Biegeversuchen für die Haftfähigkeit unter sonst gleichen Verhältnissen Werte erhält, die weniger als die Hälfte der vorher gefundenen

betragen. Aus diesem Versuche glaubt Berry den Schluß ziehen zu müssen, für die Berechnung der Haftfestigkeiten 14–18 kg pro qcm, an Stelle der lange Zeit vorgeschlagenen 35 kg pro qcm vorzuschlagen zu müssen.

Dies würde dahin führen, daß man zu ganz unökonomischen Dimensionierungen gelangen würde. Auf Grund dieses Vorschlages dürfte man für die zulässigen Haftspannungen höchstens 3 kg pro qcm nehmen, und wohin dies führen würde, weiß jeder, der Gelegenheit hatte, derartige Werte für die Haftfestigkeit rechnen zu müssen. Was sich aber aus den Versuchen zweifellos ergibt, ist die von mir bereits vor mehreren Jahren hervorgehobene Tatsache, daß die durch Herausziehen oder -drücken eines Eisenstabes ermittelten Werte für die Haftfähigkeit keinen Maßstab für die Beurteilung des Zusammenwirkens von Beton und Eisen bei Konstruktionsteilen, welche auf Biegung beansprucht sind, liefern können. Die Zahlenwerte, welche aus diesen und anderen Versuchen, besonders aus den ausgedehnten Versuchen Bachs gefunden wurden, schwanken zwischen 10 und 40 kg pro qcm. Es ist daher eine Willkür, eine von diesen Zahlen herauszugreifen und sie zur Bestimmung der zulässigen Beanspruchung heranzuziehen. Man möge doch endlich den Versuch wagen, auf die Berechnung der „Haftspannungen“ zu verzichten, und ich bin überzeugt, daß damit nicht nur eine Vereinfachung in der Berechnung eintreten würde, sondern daß auch die Sicherheit der Konstruktionen nicht darunter leiden würde, sofern man berücksichtigt, daß alle anderen Werte für die zulässigen Spannungen genau eingehalten werden.

## BERICHT ÜBER DEN V. KONGRESS DES INTERNATIONALEN VERBANDES FÜR DIE MATERIALPRÜFUNGEN DER TECHNIK.

Von Dozent A. R. Christensen, Kopenhagen.

Vom 7. bis 11. September d. J. fand im Rathause zu Kopenhagen der V. Kongreß des internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik statt. Die feierliche Eröffnung des Kongresses fand am 7. September um 10 Uhr vormittags im Festsale der Universität in Anwesenheit des Protektors des Kongresses S. M. des Königs von Dänemark, dessen Ehrenpräsidenten S. Kgl. H. des Kronprinzen von Dänemark und von etwa 900 Mitgliedern der verschiedenen Länder statt. Nachdem S. Kgl. H. der Kronprinz den Kongreß eröffnet, und der Präsident des internationalen Verbandes, Herr Ingenieur Alex. Foß, Kopenhagen, dem König für seine Anwesenheit gedankt hatte, wurde von Herrn Ingenieur Paul Larsen ein Vortrag: Über die Zementindustrie Dänemarks gehalten, in dem er namentlich auf den großen Einfluß hinwies, den die dänische Firma F. L. Smidth, Kopenhagen, auf die Entwicklung der Zementindustrie durch ihre Arbeit in allen Teilen der Welt ausgeübt habe.

Die Verhandlungen des Kongresses fingen am 8. September um 9½ Uhr vormittags an und wurden in drei Sektionen unternommen und zwar:

- Sektion A: Metalle,
- „ B: Zement, Beton, Steine (Eisenbeton),
- „ C: Diverses.

Im folgenden werden einige Mitteilungen über die Verhandlungen der Sektion B gegeben werden.

Die Leitung der Sektion B lag in der Hand des Herrn T. Grut, Hauptmann und Stabschef des Kgl. dänischen Geniekorps.

Herr Grut eröffnete die erste Sitzung der Sektion mit der Mitteilung, daß 32 Berichte eingereicht, daß 60 Herren sich für die Besprechung eingeschrieben haben, daß aber nur 12 Stunden zur Verfügung seien. Ein Telegraphon sei im Lokal zur Aufnahme des offiziellen Referates aufgestellt.

Der erste Punkt der Tagesordnung war der Bericht der Eisenbetonkommission durch den Präsidenten Prof. F. Schüle, Zürich.

Über Beschluß des Brüsseler Kongresses hat der Vorstand im Jahre 1907 eine internationale Kommission zum Studium des Eisenbetons eingesetzt. Die Kommission ist im Oktober 1908 in Brüssel zu einer Sitzung zusammengetreten, wo in Hinsicht auf den Kopenhagener Kongreß folgende Beschlüsse gefaßt wurden:

1. Ein Mitglied jedes Landes soll in einer ihm geeignet erscheinenden Form eine Übersicht der auf dem Gebiete des Eisenbetons unternommenen oder geplanten wissenschaftlichen Untersuchungen vorlegen.
2. Dieser Bericht soll auch die in jedem Lande gültigen Kontrollmaßnahmen für Eisenbeton umfassen.
3. Eine Unterkommission soll einen Vorschlag auf einheitliche Bezeichnungen in den statischen Berechnungen des Eisenbetons und auf eine einheitliche Gruppierung der aus den Versuchen gewonnenen Größen und Ergebnisse erstatten, um das Studium der bezüglichen wissenschaftlichen Arbeiten zu erleichtern. Die Kommission besteht aus folgenden Herren: Melan (Prag), Mesnager (Paris), Maillart (Zürich), Rutgers (Rotterdam), Sachs (London).

Bezüglich der Punkte 1 und 2 sind dem Präsidenten folgende Berichte zugegangen:

Von Herrn Geheimrat Germelmann für Deutschland,  
" " Prof. Benetti für Italien,  
" " Suenson für Dänemark,  
" " Ing. Rütgers für Holland,  
" " Prof. Talbot für die Vereinigten Staaten von Nordamerika,  
" " Prof. Exz. Bebelusky für Rußland,  
vom Berichterstatter selbst für die Schweiz.

Die Kommission macht darauf aufmerksam, es werden immer zwei Arten von Fragen zu unterscheiden sein, die durch die Versuche zu lösen sind:

- a) die Frage nach dem Verlaufe der Erscheinungen und Formänderungen, die durch die Einwirkung der äußeren Kräfte verursacht werden und die von der besonderen Beschaffenheit des Eisens und des Betons, vom Alter, der Zusammensetzung und der Herstellungsweise des letzteren abhängen. Es ist dies die beschreibende, experimentelle Erforschung des Eisenbetons;
- b) die Frage nach der Größe der inneren Spannungen, die von der ersten Formänderung an bis zum Bruch auftreten, eine Frage, die den Zweck hat, den wirklichen Sicherheitsgrad festzustellen, der einer bestimmten Last entspricht, und die noch zulässigen Spannungen des Metalls und des Betons kennen zu lernen. Es ist dies die Untersuchung über die Festigkeit des Betons.

Sobald der Beton in der Festigkeit eines Teiles des Bauwerks die entscheidende Rolle spielt, ist eine Genauigkeit in der Praxis ausgeschlossen. Das Rechnungsverfahren wird sich nicht auf die besterzielten Resultate stützen können, sondern auf solche Ergebnisse, die nur Beton mittlerer Qualität aufweisen.

Indem der internationale Verband das Studium des Eisenbetons in sein Programm aufgenommen hat, hat er seinen Arbeiten ein weites Feld eröffnet. Die Eisenbetonkommission präzisiert ihre Aufgabe in folgender Weise:

1. Das allgemeine Studium der Eigenschaften des auf Biegung, Druck, Abscherung usw., d. h. durch äußere Kräfte beanspruchten Eisenbetons.
2. Das Studium der physikalischen Eigenschaften des Eisenbetons.
3. Das Studium des Einflusses äußerer Agentien wie Süßwasser, Salzwasser, Wasserdampf, Rauch, schwe-

felige Säure, Ammoniak, Öle, Teer, elektrische Ströme.

4. Das Studium der Unfälle und ihrer Ursachen.
5. Das Studium der praktischen Prüfungsverfahren und die Kontrolle des Eisenbetons.

Die wesentlichste Aufgabe des Verbandes wäre die, die erhaltenen Resultate zu gruppieren und hierdurch den noch vorzunehmenden Untersuchungen nützliche Anregungen zu geben, ferner eine ständige Berührung zwischen den mit diesen Fragen beschäftigten Ingenieuren zu unterhalten.

Die unter dem Vorsitze des Herrn Professors Melan stehende Unterkommission hat eine vollständige Nomenklatur für die Einführung gleichartiger Benennungen schon verfaßt, die aber die englischen Mitglieder der Kommission nicht anerkennen können.

Folgende einheitliche Bezeichnungen werden empfohlen:

- im allgemeinen
- a) für Längsmaße und Belastungen auf die Längeneinheit kleine lateinische Buchstaben,
  - b) für Flächen und Kräfte große lateinische Buchstaben,
  - c) für Koeffizienten und Spannungszahlen (Kräfte für eine Flächeneinheit) kleine griechische Buchstaben;

im besondern

eine große Reihe verschiedener Buchstaben, die aber hier nicht angeführt werden können.

Der Berichterstatter erwähnte kurz die dem Kongresse vorgelegten Arbeiten der Herren Rabut und v. Emperger und legte endlich die neuen schweizerischen Eisenbetonvorschriften vor.

Exz. Bebelusky gibt einige Mitteilungen über „Eisenbetonversuche in Rußland“ und weist näher darauf hin, wie große öffentliche Versuche im Preobraschenskyplatze in St. Petersburg das allgemeine Vertrauen zu den Eisenbetonkonstruktionen in Rußland befestigt haben.

Die schon in den Berichten des Verbandes vorliegenden Arbeiten über Versuche mit Eisenbeton in Österreich, Italien und Deutschland werden von den Herren B. Kirsch (Wien), C. Segré (Rom) und A. Hüser (Obercassel) kurz besprochen.

Der nächste Punkt betraf die Arbeit des Herrn Charles Rabut (Paris): Größe der Formänderungen unter der Gebrauchslast.

Die Vorschriften für die Herstellung von Eisenbetonkonstruktionen sind in der Form, wie sie in den verschiedenen Ländern teils von Behörden, teils von Ingenieur- und Architektenvereinigungen aufgestellt wurden, so viel als möglich den anfänglich vereinzelt, später im gegenseitigen Einvernehmen durchgeführten Laboratoriumsversuchen angepaßt, die sich auf die Feststellung der Formänderung des Betons und der Eiseneinlagen beziehen, und die für die statische Rechnung empfohlenen Formeln sollen die gefundenen Formänderungsgesetze zum Ausdruck bringen.

Nun sind aber bei den Laboratoriumsversuchen die Verhältnisse weit einfacher als bei der Prüfung der bestehenden Bauwerke — die Art der Beanspruchung (Lastverteilung, Grad der Einspannung usw.) ist von vornherein nicht bekannt. Eine genaue Bestimmung dieser Beanspruchungsweise würde zu derart komplizierten Berechnungen führen, daß man im allgemeinen gar nicht an deren Vornahme denken kann und sich in diesem Belange mit Hypothesen begnügt, deren einfacher Charakter in einem außerordentlichen Gegensatz zu der peinlichen Genauigkeit steht, mit der gewöhnlich Eisenbetonkonstruktionen entworfen werden.

Die verschiedenen Werte eines wesentlichen Elementes dieser Berechnungen, des sogenannten Übertragungskoeffizienten des Eisenbetons (Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Eisens zu dem des Betons) und die verschiedene Höhe

der Grenzwerte, für die Formänderung des Betons sowohl, als auch des Eisens in der Verbundkonstruktion, die in den Vorschriften der einzelnen Länder angegeben sind, zeigt schon die Notwendigkeit, die aus Laboratoriumsversuchen erhaltenen Forschungsergebnisse durch Messungen an in Gebrauch stehenden Bauwerken zu ergänzen. Nur auf diese Weise wird man sich Rechenschaft über die Beanspruchungsart der einzelnen Teile eines bestimmten Bauwerktyps geben und diese dann als Berechnungsgrundlage für den Entwurf ähnlicher Typen anwenden können.

Es wäre an die speziellen Ursachen zu erinnern, welche die genannten Grenzwerte bei Bauwerken, unter rollender Nutzlast, besonders ungenau erscheinen lassen, und ferner daran, daß es sehr wertvoll wäre, die entsprechende Steigerung der Materialbeanspruchung durch die Geschwindigkeit der Auflast zu kennen.

Über den Einfluß des internationalen Verbandes auf solche Untersuchungen bestehender Bauwerke sagt der Berichterstatter: Es scheint nicht nötig, daß die Einflüsse in einer Geldbesteuerung bestehe; der Verband vermöchte eine solche übrigens auch gar nicht zu leisten. Wohl aber kann er dem experimentellen Studium der bestehenden Bauwerke seine moralische Unterstützung leihen, indem er solche Untersuchungen für nützlich und jenem Ziele entsprechend erklärt, das er verfolgt.

Außerdem vermag der Verband in gewissen Fällen diese Studien dadurch zu erleichtern, daß er, wenn nötig, die Zustimmung oder die tätige Mitwirkung der maßgebenden Körperschaften erwirkt.

Der Zweck der Unterstützung wäre in erster Reihe, den Vorschriften für Eisenbetonkonstruktionen der verschiedenen Länder einen einheitlichen Charakter zu geben.

Der nächste Punkt der Tagesordnung betraf den Bericht des Herrn v. Emperger: Unfälle im Eisenbetonbau. Da Herr v. Emperger nicht anwesend war, wies der Vorsitzende, Herr Hauptmann Grut, darauf hin, daß der Bericht den Mitgliedern schon zugestellt worden war.

Der Berichterstatter fängt mit einem ersten Bedauern über den vollständigen Mangel einer rationell geführten Unfallstatistik an und sagt, daß eine zielbewußte Unfallverhütung eine solche Unfallstatistik als erste Voraussetzung habe, und daß durch die bisherige Methode, Unfälle mit Stillschweigen zu übergehen, diesen Vorkommnissen der größte Vorschub geleistet wird, indem Wissenschaft und Praxis nicht in die Lage kommen, sich die daraus zu ziehenden Lehren zunutze zu machen.

Die Unfälle werden in drei Gruppen geschieden: in unvermeidliche, bei welchen Kräfte in Frage gekommen sind, die sich jeder Berechnung entziehen, in vermeidbare, d. h. solche, die bei dem richtigen Aufwand an Vorsicht bei dem Stande unserer heutigen Erkenntnis der Ursachen hätten vermieden werden können, und endlich solche, wo Unkenntnis oder Gedankenlosigkeit oder auch Nachlässigkeit eine Rolle spielen.

Mit ein paar Worten streift der Verfasser die von Hennebique geschaffene Einrichtung, das sogenannte Konzeptionsröwen, und macht darauf aufmerksam, wie viele seiner Nachahmer bei dieser Trennung von Projekt und Ausführung die Grenze alles Zulässigen überschritten haben; am ärgsten haben es die amerikanischen Gesellschaften getrieben, die sich den Verkauf von Spezialisen für Eisenbeton zur Aufgabe gemacht haben. Dem kaufmännischen Bureau wurde ein Konstruktionsbureau angegliedert, das aber in keinem Falle durch seinen Rat dem angestrebten Zwecke, recht viel Tonnen Spezialisen zu verkaufen, hinderlich sein durfte.

Folgende verschiedene Gruppen von Unfällen werden näher besprochen:

#### A. Bauunfälle aus unvermeidlichen Ursachen.

Folgende Ursachen kommen hier in Betracht: Erdbeben, Hochwässer, Blitz- und Sturmgefahr, Feuergefahr,

Widerstand gegen außerordentliche Stoßkräfte und Explosionen, indem der Verfasser doch darauf aufmerksam macht, welche große Widerstandsfähigkeit die Eisenbetonkonstruktionen gezeigt haben, und wie vorteilhaft die Monolität des ganzen Bauwerkes zum Ausdruck gekommen ist.

#### B. Bauunfälle aus vermeidbaren Fehlerquellen.

Kennzeichnend für alle solche ist der Umstand, daß kein Einsturz eines fertigen, dem Betriebe übergebenen Bauwerkes bekannt geworden ist.

1. Fehler in der Schalung. Es ist eine Tatsache, daß die Überwachung eines Eisenbetonbaues sich mit allem beschäftigt, nur nicht mit der Qualität und der Art der Eingerüstung. Bauunfälle dieser Art rühren entweder von einer zu schwachen Schalung oder von einer Überlastung der Schalung beim Betonieren her. Verfasser meint, es wäre am Platze, gewisse Musterzeichnungen von Gerüstungen bekanntzugeben, die dem Unternehmer und dem bewachenden Ingenieur als Vorbild und Maßstab dienen könnten, was gefordert werden soll.

2. Fehler in der Stützenkonstruktion.

3. Fehler in der Berechnung. Hier wäre ein Fehler anzuführen, der im Gebiete des Eisenbetons keine hinreichende Beachtung gefunden hat. Es ist der Umstand, daß ganz ohne Rücksicht auf die Höhe der zulässigen Inanspruchnahme die Durchbiegung eine gewisse Grenze nicht überschreiten darf. Am meisten wird aber gegen die Haftfestigkeit als Grundlage des Verbundes gesündigt. Die Frage der richtigen Anordnung der Eisenstäbe behufs Erzielung des besten Verbundes hat mannigfache Irrwege gewandelt, die oft zu einer schweren Beschädigung der betreffenden Bauwerke geführt haben. Solche Erscheinungen treten besonders deutlich hervor, wenn sich mehrere Fehler an einer Stelle vereint finden. Wenn z. B. eine mangelhafte Bügelanordnung mit schlechten Zuschlagstoffen oder auch mit einer schlechten Betonierung zusammenfällt, so ist eine Zerstörung des Trägers die notwendige Folge.

4. Fehler in der Betonherstellung. Vorkommnisse dieser Art umfassen den Gebrauch von schlechtem Anmachwasser, schlechten Zuschlagstoffen, schlechtem Zement oder schlechte Arbeit, Hitze oder Frost beim Betonieren. Mittel dagegen sind nur eine genaue Kontrolle und eine genaue Prüfung der angewandten Materialien. Schließlich kommt die nachträgliche Zerstörung des Betons durch Meerwasser, säurehaltige Quellen, Moorgrund und ähnliches sowie durch Öl, Petroleum und andere Flüssigkeiten in Frage.

5. Zerstörung des Eisens. Nur die Zerstörung des Eisens durch Rost kommt hier in Frage. Die Vorfälle, wo eine ungenügende Umhüllung des Eisens, ein zu magerer Beton, elektrolitische Erscheinungen, Zusätze zum Beton, z. B. Kochsalz bei Frost die Zerstörung des Eisens bewirken, werden kurz besprochen.

Zum Schluß endlich hebt der Verfasser noch einmal die Wichtigkeit einer genauen Unfallstatistik hervor, weil wir nur auf diese Weise durch eine bessere Erkenntnis der Umstände in die Lage kommen, dieselben auch in Zukunft zu verhüten und die als schlecht erkannten Lösungen vermeiden zu können.

Herr E. Maynard, Ingenieur des Ponts et Chaussées in St. Nazaire (Frankreich), macht darauf aufmerksam, daß Herr v. Emperger nicht die nachträgliche Wirkung eines 2—4 cm starken Putzes fetter Mischung besprochen habe. Der Putz habe einen höheren Ausdehnungskoeffizienten als der Eisenbeton, bekomme daher Risse, die sich zur Eisenbetonkonstruktion verpflanzen. Herr Maynard führt einige Beispiele solcher Zerstörungen vor (eine Deckenkonstruktion, bei der Risse bis zu den unteren Eisen der sekundären Balken erreichten und einen großen Wasserbehälter, der durch den Putz völlig zerstört wurde).



Diese Wirkung des Putzes zeige sich besonders, wenn die Temperatur kurz nach dem Anstreichen der fetten Mischung steigt.

Die Stärke des Putzes darf höchstens 0,005—0,01 m erreichen.

Es folgte ein Vortrag des Herrn Baurats M. Bürstenbinder in Hamburg über: Einige Versuche zum Vergleich der in den dänischen Eisenbetonvorschriften vorgeschriebenen Versuchsbalken mit der Würfelprobe.

Die Resultate der Versuche sind in nachstehender Tabelle gegeben.

Mischung	Bruchlast des Betons nach der		Herstellungsart des Betons
	Balkenprobe	Würfelprobe (Würfel $30 \times 30 \times 30$ cm)	
1:5	210 kg/cm	84	naß
1:2½:2½	232 "	309	erdfeucht
1:2½:2½	282 "	173	naß
1:4:4	265 "	68	naß

Herr Baurat Bürstenbinder meint, daß keine der Proben seiner Ansicht nach befriedigend seien und macht besonders auf die weit auseinanderliegenden Resultate der Würfelprobe aufmerksam.

Herr Ingenieur Christiani (Hamburg) spricht dem Herrn Baurat Bürstenbinder seinen besten Dank aus, daß er seine interessanten Vergleichsversuche zwischen dem dänischen Probekalken und dem gewöhnlichen Würfel ( $30 \times 30 \times 30$  cm) vorgeführt habe. Die Versuche zeigen, daß die Probewürfel gleicher Mischung Resultate geben, die außerordentlich verschieden sind. Herr Christiani meint, den Grund darin zu finden, daß die großen Würfel nach 28 Tagen nicht gleich erhärtet und ausgetrocknet seien. Die Probekalken, 6/9 cm, trocken viel schneller aus, geben daher gleichmäßigere Resultate nach 28 Tagen; auch werde der Beton auf Biegung geprüft, was der Beanspruchung der Eisenbetonkonstruktionen mehr entspricht.

Herr Professor Schüle (Zürich) meint, man prüfe das Eisen und nicht den Beton.

Herr Ingenieur A. Hüser (Obercassel) meint, daß die großen Würfel mehr als die kleinen Balken den Anforderungen der Praxis entsprechen.

Herr Professor D. Nagy (Budapest) spricht aus, daß ungarische Versuche ergeben haben, daß die Wassermenge eine große Rolle spielt; die angeführten Resultate seien daher nicht zu vergleichen.

Herr Ingenieur Christiani meint, daß die kleinen Balken eben ihrer Kleinheit wegen immer gleich seien; die großen Würfel seien daher nach 28 Tagen noch verschieden, er bemerkt, daß nasse Mischungen ja nicht eingestampft werden.

Herr Baurat Bürstenbinder bemerkt noch, daß es unmöglich sei, für die Proben der Baustelle eine bestimmte Wassermenge festzusetzen.

Der nächste Punkt der Tagesordnung war der Bericht des Herrn Prof. B. Kirsch (Wien): Einfluß wiederholter Beanspruchung auf die Haftfestigkeit von Beton an Eisen mit reiner und verrosteter Oberfläche.

Es wurde auf den gedruckten Bericht verwiesen; wir werden hier den Hauptinhalt desselben wiedergeben.

Es wurden Stäbe von 20 mm Dicke in Würfelformen von 20 cm Kantenlänge einbetoniert, im ganzen 144 Einzelstücke, je drei gleicher Art. Die Zahl der Vorbelastungen in betrug nur bis zu 50 Malen — Drücke auf das Eisen in achsialer Richtung — weil Verfasser meinte, daß, wenn

überhaupt eine Lockerung des Eisens im Beton eintreten würde, dies schon bei wenigen Belastungen zum Ausdruck kommen müßte. Auch war es weniger um Bestimmung des verschiedenen Einflusses verschieden oft wiederholter Vorbelastungen zu tun, als vielmehr zunächst festzustellen, ob überhaupt ein Einfluß zum Ausdruck kommen würde.

Es zeigte sich:

1. daß wiederholte Belastungen eine Änderung der Haftfestigkeit nicht herbeiführten;
2. daß verrostete Oberflächen eine beträchtliche Verminderung der Haftfestigkeit verursachten.

Es folgte ein Vortrag des Herrn Ingenieur W. P. Nekrassow, St Petersburg: Einfluß schwachen Querverbandes auf die Festigkeit des Betons; das System der „losen Querverbindungen“.

In den Jahren 1907 bis 1908 hat der Ingenieur W. P. Nekrassow in St. Petersburg Druckversuche mit Probewürfeln aus Beton durchgeführt, die mit einer Querverarmierung von einzelnen, in Netzform angeordneten Eisendrähten, in Beton eingelegt und mit Drahtstückchen vermischt, versehen waren.

Die Ergebnisse dieser Proben waren wie folgt: wenn der Durchmesser des in Netzform angeordneten Eisendrahtes 4 bis 3 mm oder noch weniger betrug, war der Einfluß der Netze auf die Vergrößerung der Betonfestigkeit in allen Fällen ebenso groß, wie jener einer Umschnürung. Das gleiche gilt für Drahtstückchen, wenn ihr Durchmesser 0,50 bis 0,25 mm betrug.

Gleichzeitig beschreibt Herr Ingenieur Nekrassow sein System der losen Querverbindungen in deren Konstruktionsteilen; er bediene sich zweier voneinander unabhängiger Reihen von Querverbindungen, um so eine möglichst rationelle Anordnung der Armierung zu erhalten.

Herr Maynard (St. Nazaire) sagt, er habe schon 1902 Versuche nach diesem Systeme ausgeführt, die ganz die Resultate des Herrn Nekrassow bestätigen. Herr C. Rabut (Paris) teilt mit, daß das System schon beim Bau von etwa 50 Brücken der Compagnie des chemins de fer de la Sarthe et du Côte du Nord von Herrn Harel de la Noë verwendet sei.

Die Sitzung um 12 Uhr mittags am 8. September.

Herr Colomb (Paris) besprach kurz den Bericht des Herrn J. Bied, Le Teil, Viviers, Ardèche: Über die Zersetzung von Mörtel durch schwefelsäurehaltige Wässer.

Die Abhandlung bespricht einige Versuche, die im Laboratorium der Société J. & A. Pavin de Lafarge über die Wirkung der Kalksulfat- und Magnesiumsulfatlösungen in den letzten sechs Jahren ausgeführt sind. Die Versuche bestätigen die Brauchbarkeit einer künstlichen Puzzolanerde, die schon von Vicat angegeben worden ist. Es scheint, als ob die kieselsäurereichen Zemente und Kalke für die in der Praxis üblichen Mischungen der Magnesiumsulfatlösungen beinahe unzersetzlich seien. Eine entsprechende Beimengung von entwässertem Ton vermag die Haltbarkeit des Mörtels noch zu verbessern.

Bei Vorhandensein von Kalksulfat ist die Beimengung des soeben genannten Tones das einzige bekannte Mittel, um die Zersetzung hintanzuhalten. Diese Beimengung kann nicht auf dem Bauplatze vorgenommen werden, sondern muß gewissenhaften Industriellen überlassen werden.

Der nächste Punkt betraf den Bericht des Herrn W. Czarnomski, St. Petersburg: Über das Verhalten von Zementblöcken in einigen russischen Häfen des Schwarzen und des Kaspischen Meeres.

Der Verfasser kommt zu der Schlußfolgerung, daß sich die Zerstörung der Zementblöcke auf zweierlei Weise kundgebe und zwar:

1. bei Blöcken, die im allgemeinen nur geringen mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, dadurch, daß sie sich mit einer mehr oder minder starken Schichte kohlen-saurer Kalkes überziehen, so daß die Zerstörung nicht auf der Oberfläche selbst, sondern im Inneren des Blöckes sichtbar wird;

2. bei Blöcken, welche der direkten Wirkung der Wogen ausgesetzt sind und die von den Wogen bespült und unterwaschen werden, dadurch, daß sie ihre scharfen Winkel und Kanten verlieren und schließlich eine immer mehr sich abrundende Oberflächenform annehmen. Die chemischen Reaktionen, welche die Zerstörung der Blöcke bewirken, bestehen, wie dies schon die Herren Le Chatelier, Michaelis, Feret und andere gezeigt haben, in der Abstoßung der Kalkhydrate gegen die Blockoberfläche und im Eindringen der Magnesiumhydrate und wahrscheinlich auch der Sulfoaluminat von Kalk in das Innere der Blöcke.

Herr Professor M. Gary (Groß-Lichterfelde-West) gibt einige Mitteilungen über deutsche Versuche über den Einfluß des Meerwassers. Die Dichte des Mörtels spiele die größte Rolle und eine Beimengung von Traß sei bei bestimmten Zementen notwendig. Blöcke, die ein ganzes Jahr in der Luft lagerten vor der Einsenkung ins Meerwasser, werden weniger stark angegriffen.

Herr Dr. Dyckerhoff gibt einige Mitteilungen über Untersuchungen betreffend die Einwirkung eines Schwefelsäuregehaltes im Zemente gelegentlich einiger Bestimmungen der argentinischen Regierung. Die Ergebnisse der Versuche haben gezeigt, daß diese Bestimmungen, die die maximale Menge von Schwefelsäure auf 1% fixieren, nicht zutreffend seien.

Der nächste Punkt der Tagesordnung war der Vortrag des Herrn Professor M. Möller, Braunschweig: Verwendung von Eisenbeton am Meere.

Es handelt sich um einen kleinen Bau, der im März 1896 auf dem Watt der Nordsee unweit Husum aufgeführt wurde. Die Seiten des trapezförmigen Baues bestehen aus Platten von 7 cm Stärke; Fundament und Decke des Bauwerkes wie auch die Fugen zwischen den Platten wurden an Ort und Stelle ausgeführt, während die Platten selbst vor der Anbringung 40 Tage alt waren. Das Fundament wurde am Abend des 14., als das Meer zurückgebbte, hergestellt, nachts stand die Baustelle unter Wasser. Die Decke stand den Tag nach der Ausführung ganz unter Wasser.

Es zeigte sich, daß der an Ort und Stelle hergestellte Beton nur vorübergehend erhärtete, später aber, wenn feucht, weich und wenn trocken, bröckelig wurde, und daß weißliche Ausscheidungen sich bildeten. Die Platten selbst haben sich durchaus gut erhalten.

Ingenieur A. Paulsen (Lemvig, Dänemark) gibt den Inhalt seines Werkes: Zement im Meerwasser in wenigen Worten an.

Es erhebt sich nun eine allgemeine Diskussion über das Verhalten des Zementes im Meerwasser; es geht aus dieser Diskussion hervor, daß die Frage nur wenig aufgeklärt ist.

Professor Gary lenkt die Aufmerksamkeit auf die Wichtigkeit der chemischen Untersuchung des Zements.

Herr Maynard meint, man möge mit Rücksicht auf den Kalkhydrat viel Wasser für die Betonmischung brauchen und sorgfältig stampfen, um einen dichten Beton zu haben.

Herr Candlot (Paris) schreibt dem Sande einen großen Einfluß zu; der Zement sei jetzt so gut, daß er gute Resultate gebe, wenn nur die richtigen Sandsorten verwendet werden; er meint, die Wirkung einer Beimengung von Traß, Puzzolanerde usw. beruhe darauf, daß man durch die Beimengung einen dichten Guß erhalte. Beim Verwenden eines spanischen Zementes mit geringem Gehalt an Kalk habe er ausgezeichnete Resultate erreicht.

Herr A. Foss (Kopenhagen) teilt mit, er habe den Romanzement von Gräslı in seinen Laboratorien geprüft und mit demselben vorzügliche Resultate erreicht.

Herr Leduc (Gagay, Frankreich) meint, man habe die Versuche nicht genügend schematisiert.

Herr R. Feret (Boulogne-sur-Mer) schreibt der Beimengung von Traß die größte Bedeutung zu.

Herr W. Czarnomsky (St. Petersburg) schreibt der chemischen Wirkung die größte Bedeutung zu. Die Stärke des Zementes werde vom Kalk gesteigert; Zement, der einen großen Kalkgehalt habe, dürfe man aber nicht im Meerwasser verwenden.

Sitzung am 9. September um 9 $\frac{1}{2}$  Uhr vorm.

Nachdem eine Resolution über die Frage: Zement im Meerwasser besprochen und angenommen war, berichtete Herr Professor I. A. van d. Kloes, Delft über Einfluß fehlerhafter Mörtelmischung und Herr Dr. Ing. B. v. Bresztowszky, Budapest über: Beitrag zu den Untersuchungsmethoden der elastischen Längsänderungen des Betons.

Sitzung am 9. September um 12 Uhr mittags.

Der erste Punkt der Tagesordnung war der Bericht des Herrn R. Feret, Boulogne-sur-mer: Fortschritte in den Prüfungsverfahren hydraulischer Bindemittel.

Der Berichterstatte gibt eine Übersicht über diejenigen Untersuchungsmethoden hydraulischer Bindemittel, welche geeignet erscheinen, die von der Kommission 22 bei dem 1906 in Brüssel abgehaltenen IV. Kongreß des internationalen Verbandes vorgeschlagenen Methoden später zu ergänzen oder zu ersetzen, weil sie entweder erst nach Abschluß der Arbeiten der Kommission aufgefunden sind, oder weil sie, obgleich schon bekannt, nicht für hinreichend erprobt befunden wurden. Herr Feret bespricht nun näher folgende Fragen: Chemische Zusammensetzung, spezifisches Gewicht, scheinbare Dichte, Mahlfeinheit, Homogenität, Volumenbeständigkeit, Einwirkung des Meerwassers, Abbindezeit, Versuchsmörtel, Festigkeitsproben, beschleunigte Proben, Haftfestigkeit, Prüfung der Puzzolane und weist endlich auf die großen Schwierigkeiten hin, die mit dem Schaffen neuer Prüfungsmethoden verbunden seien, indem der Verband nur solche Prüfungsverfahren offiziell unterstützen dürfe, die vorher von einer genügend großen Zahl von Forschern überprüft und für gut befunden worden seien.

Es folgt der Bericht des Obmannes der Kommission 42 Herrn Prof. F. Schüle, Zürich: Einheitliche Prüfung hydraulischer Bindemittel mittelst Prismen. Normalsand.

Die vorbereitenden Versuche, die in den Laboratorien in Karlsruh, Bologna, Amsterdam, Wien und Zürich nach einem vom Herrn Prof. Schüle aufgestellten Programme ausgeführt wurden, gaben keine befriedigenden Resultate, indem man versäumt hatte die Wichtigkeit der Prüfung des Raumgewichtes der Prismen hervorzuheben. Herr Frey in Luterbach hat die Frage der einheitlichen Erzeugung von Prismen zu lösen gesucht und gelangte zu einem befriedigenden Resultat, indem er mit Normalmörtel in plastischer Konsistenz eine Form von dem Inhalt eines Prismas füllte und durch geeignete Schlagarbeit das Raumgewicht 2,17 bis 2,18 zu erreichen suchte. Es scheint, als wäre die Frage durch die Arbeiten des Herrn Frey ihrer Lösung näher getreten; die Mitglieder der Kommission sind aufgefordert die Methode zu untersuchen.

Der nächste Punkt betraf den Bericht des Herrn Prof. Dr. Zielinski, Budapest: Die Entwicklung der Erhärtung der Roman- und Portlandzemente im Brei, im Mörtel und im Beton.

Der in Budapest im Jahre 1901 abgehaltene III. internationale Kongreß beauftragte den ungarischen Verband für die Materialprüfungen der Technik, Vorschläge über eine neue Normenprobe für die Romanzemente vorzulegen.

Es ist die Arbeit des ungarischen Verbandes, die Herr Prof. Zielinski vorgelegt hat; es scheint nach dieser

erreichbar, die 28tägige Zeit der Normenprobe auf mathematischer Basis, auf 21, eventuell auf 14 Tage abzukürzen.

Es folgte nun eine sehr lebhaft diskussion. Herr Prof. Gary sagt, man möge in Deutschland nicht den erdfeuchten Mörtel verlassen, weil man nicht wünsche, ungeübte Arbeiter mit plastischem Mörtel arbeiten zu lassen. Er findet, daß die Frage des Normalsandes wichtiger sei, als die des plastischen oder des erdfeuchten Mörtels; er schlägt vor die Brauchbarkeit des Freienwalder Sandes als internationalen Normalsand zu untersuchen.

Herr Prof. Nagy (Budapest) meint, es sei nicht schwierig den plastischen Mörtel zu verwenden; er denkt aber, daß ein Normalsand von großer Bedeutung wäre; er könne aber denken eine Methode zu finden, nach welcher der Zement ohne Beimengung eines Sandes zu untersuchen wäre.

Herr Feret wünscht, daß man keinen Normalsand annehme, sondern die Untersuchungen des Herrn Frey abwarte.

Nachdem noch die Herren Schüle (Zürich), Gary (Groß-Lichterfelde-West), Exz. N. Bebelubsky (St. Petersburg), Humphrey (Vereinigte Staaten v. Nordamerika) kurz über die Frage gesprochen hatten, wurde die Sitzung aufgehoben.

Sitzung am 10. September um 9 $\frac{1}{2}$  Uhr vorm.

Herr Prof. A. Hanisch berichtet kurz über Wetterbeständigkeit von Steinen; dem Bericht folgte eine hochinteressante Sciopticon-Demonstration von Herrn Geh. Rat, Professor Dr. Hirschwald.

Es folgte nun der Bericht des Herrn Prof. Gary über die neuen deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement.

Der Berichterstatter weist darauf hin, daß die neuen Normen sich in drei wesentlichen Punkten von den alten unterscheiden:

1. Die Begriffserklärung von Portlandzement ist ergänzt worden; auf die chemische Zusammensetzung des Portlandzementes ist dabei Rücksicht genommen.

2. Die Prüfung auf Zugfestigkeit ist ausgeschaltet; dafür sind die Anforderungen an die Druckfestigkeit des Normenmörtels und an die Feinheit der Mahlung des Portlandzementes wesentlich erhöht.

3. Als die eigentliche maßgebende Normenprobe ist die Druckprobe an Würfeln eingeführt, die sich auf Körper erstrecken soll, welche 1 Tag an der Luft, 6 Tage unter Wasser gelegen haben und 21 Tage an der Luft erhärtet sind. Als Vorprobe ist die Prüfung der Würfel nach 1 Tag Erhärtung in feuchter Luft und 6 Tagen unter Wasser eingeführt.

Langsam bindender Portlandzement soll mit 3 Gewichtsteilen Normensand auf 1 Gewichtsteil Zement nach 7 Tagen Erhärtung mindestens 120 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit erreichen; nach weiterer Erhärtung von 21 Tagen in Luft von 15–30 soll die Druckfestigkeit mindestens 250 kg/cm<sup>2</sup> betragen.

Von der Verwendung plastisch eingefüllter Proben ist Abstand genommen worden, es ist das alte Rammverfahren mit dem Böhmischen Hammer beibehalten worden.

Herr Direktor O. Lieven (Noworossisk) meint, daß die vorgeschlagene chemische Definition die Verwendung natürlicher Zemente ausschließen werde. In Rußland habe man viele natürliche Zementsteine.

Herr Prof. Gary erklärt die deutschen Normen wären nur den deutschen Verhältnissen angepaßt, und in Deutschland könne man keine natürlichen Zementsteine.

Sitzung am 10. September um 12 Uhr mittags.

Herr Humphrey (Vereinigte Staaten von Nordamerika) schlug zwei Resolutionen vor:

1. betreffend die Prüfung eines Normensandes;
2. betreffend die Einsetzung einer Kommission zur Feststellung internationaler Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement.

Die erste Resolution wurde nach einer lebhaften Diskussion von der Sektion angenommen, die zweite aber von Herrn Humphrey zurückgenommen, indem Exz. Bebelubsky darauf aufmerksam machte, die Frage wäre schon von der Kommission 22 behandelt.

Der nächste Punkt der Tagesordnung war der Bericht des Herrn B. Blount: Über beschleunigte Volumenbeständigkeitsproben der Zemente.

Der Berichterstatter empfiehlt die Le Chateliersche Probe als internationale beschleunigte Volumenbeständigkeitsprobe für Zemente anzunehmen. Herr Dr. Dyckerhoff erklärt, daß die Deutschen die Le Chateliersche Probe nicht empfehlen können.

Die Herren Blount, Prof. Nagy, Leduc, Mayntz-Petersen (Kopenhagen) empfehlen die vorgeschlagene Resolution, die dann von der Sektion angenommen wurde. Dagegen wurde von den deutschen Mitgliedern der Sektion protestiert.

Der nächste Punkt war der Bericht des Herrn H. Laborde (Paris): Über das beste Verfahren zur Bestimmung der Abbindezeit.

Der Verfasser schlägt eine Härteprobe vor und bedient sich der den Hüttenleuten wohl bekannten Stahlkugel, die auf eine ebene Fläche des zu untersuchenden hydraulischen Bindemittels gedrückt wird. Es ist dies eines der interessantesten Ergebnisse des Kongresses.

Herr Leduc habe einige Versuche nach der Methode des Herrn Laborde ausgeführt und könne dieselbe aufs beste empfehlen.

Sitzung am 11. September um 8 $\frac{3}{4}$  Uhr vorm.

Der erste Punkt der Tagesordnung war der Bericht des Herrn Professor Gary: Aufsuchung eines möglichst einfachen Verfahrens zur Bestimmung des feinsten Mehles im Portlandzement auf dem Wege der Schlämmlung oder Windsichtung.

Es sind zwei Apparate angegeben, der etwas einfachere Apparat Mayntz-Petersen, der bei einem Versuch das Mehl in zwei Teile, und der Apparat Gary-Lindner, der es in vier Teile zerlegt. Beide sind brauchbar.

Wegen der Kürze der noch zur Verfügung stehenden Zeit mußten die folgenden Vorträge erheblich eingeschränkt werden. Es waren: Bericht über die Aufgabe 40 von R. Feret und Professor M. Gary, Grundlagen für einheitliche Gipsprüfung.

Kommissionsbericht 11. von G. Herfeldt, Ander-nach a. Rh., Prüfung der Puzzolane auf ihren mörteltechnischen Wert.

Antrag des Herrn Mayntz-Petersen in Kopenhagen auf Abänderung der vom Brüsseler Kongreß empfohlenen Prüfungsverfahren.

Bei Versuchen in der Staatsprüfungsanstalt in Kopenhagen hat es sich nämlich herausgestellt, daß die Zementmenge gewöhnlich zu klein sei, so daß beantragt wird, die Abmessungen der vorgeschriebenen Dose zu ändern.

Um 10 Uhr fand die Schlußsitzung des Kongresses im Festsaal des Rathauses statt. Nach dem Unterbreiten der Kongreßbeschlüsse der einzelnen Sektionen und dem Berichte der Kommission zur Rechnungs- und Kassenrevision wurden die Vereinigten Staaten von Nordamerika für den VI. Kongreß des Verbandes und Herr Chas. B. Dudley, Altoona, Pa., zum Präsidenten gewählt.

Zum Schluß hielt Herr G. E. Stead einen Vortrag über die Anwendung des Mikroskops in der Metallurgie.

Noch ist zu erwähnen, daß eine neue automatische Siebmachine (für Zement) für Laboratorien von der Firma F. L. Smidth, Kopenhagen, beim Kongresse ausgestellt war.

Am 8. September um 8 $\frac{1}{2}$  Uhr abends wurde der Kongreß in feierlicher Weise im Rathaus durch den Magistrat und die Stadtverordnetenversammlung Kopenhagens empfangen.

## BERICHT DES UNTERAUSSCHUSSES DER INTERNATIONALEN BETON-KOMMISSION FÜR DIE VEREINHEITLICHUNG DER BEZEICHNUNGEN.

In der am 12. Oktober 1908 in Basel stattgehabten Konferenz des Eisenbetonausschusses des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik wurde beschlossen, die Vergleichbarkeit der auf Eisenbetonbauten bezüglichen Angaben und Versuchsdaten dadurch zu erleichtern, daß

1. eine einheitliche mathematische Bezeichnung für die wichtigsten, in den Beschreibungen und statischen Berechnungen vorkommenden Größen vereinbart werde, und
2. für die Angaben und die Zusammenstellung von Versuchsergebnissen ein einheitliches Schema hinsichtlich der Art und Reihenfolge der Angaben in Vorschlag gebracht werde.

Der mit dieser Aufgabe betraute, aus den Herren Edwin O. Sachs (England), Mesnager (Frankreich), S. J. Rutgers (Holland), J. Melan (Österreich, Obmann) und R. Maillart (Schweiz) bestehende Unterausschuß hat sich auf folgende Vorschläge geeinigt:

### Einheitliche Bezeichnungen.

Es wird empfohlen, im allgemeinen:

- a) für Längsmasse und Belastungen auf die Längeneinheit kleine lateinische Buchstaben,
- b) für Flächen und Kräfte große lateinische Buchstaben,
- c) für Koeffizienten und Spannungszahlen (Kräfte für eine Flächeneinheit) kleine griechische Buchstaben zu verwenden.

Im besonderen soll bezeichnen:

- l = die Stützweite einer Tragkonstruktion oder Knicklänge einer Säule oder Strebe;
- l<sub>m</sub> = die Gesamtlänge einer Tragkonstruktion oder Säule;
- h = die Nutzhöhe des Querschnitts einer Tragkonstruktion (Balken oder Platte), d. i. der Abstand des Schwerpunkts der Eisenzugbewehrung vom Rande des Druckgurts;
- h<sub>m</sub> = die Gesamthöhe;
- b = die Breite eines Balkens oder der Rippe eines Plattenbalkens;
- b<sub>m</sub> = die Breite der Platte eines Plattenbalkens;
- h<sub>1</sub> = deren Dicke;
- y = den Abstand der neutralen Achse vom Druckrande;
- d = den Durchmesser einer runden Säule;
- d<sub>s</sub> = den Durchmesser der Spiralumschnürung;
- a, b = Querschnittsabmessungen der Säule bei rechteckigem Querschnitt;
- l<sub>0</sub> = Lichtweite eines Gewölbebogens;
- h<sub>0</sub> = lichte Höhe eines Gewölbebogens;

- l = Stützweite eines Gewölbebogens in der Bogenachse;
- f = Pfeilhöhe der Bogenachse;
- h<sub>c</sub> = Scheitelstärke des Gewölbes;
- h<sub>a</sub> = Kämpferstärke des Gewölbes;
- A = Querschnittsfläche der Eisenbewehrung eines Eisenbetontragwerkes;
- B = volle Betonquerschnittsfläche;
- A<sub>t</sub> = Querschnittsfläche (cm<sup>2</sup>) der Querbewehrung (Bügel) für 1 m Länge der Tragkonstruktion;
- A<sub>l</sub> = Querschnittsfläche der Längsbewehrung einer Eisenbetonsäule;
- A<sub>r</sub> = Querschnittsfläche (ideelle) der Spiralbewehrung, auf eine gleichschwere Längsbewehrung reduziert;
- 100  $\frac{A}{B}$  = Eisenbewehrung in v. H. der Betonquerschnittsfläche;
- 100  $\frac{A_l}{B}$  = Längsbewehrung in v. H. der Betonquerschnittsfläche;
- 100  $\frac{A_t}{B}$  = Querbewehrung in v. H. der Betonquerschnittsfläche;
- 100  $\frac{A_r}{B}$  = Spiralbewehrung in v. H. der Betonquerschnittsfläche;
- J<sub>b</sub> = Trägheitsmoment der wirksamen Betonquerschnittsfläche, bezogen auf die neutrale Achse;
- J<sub>a</sub> = Trägheitsmoment der Eisenbewehrung, bezogen auf die neutrale Achse;
- J = J<sub>b</sub> + nJ<sub>a</sub> gesamtes Trägheitsmoment;
- E<sub>b</sub> = Elastizitätskoeffizient des Betons;
- E<sub>a</sub> = „ „ Eisens;
- n =  $\frac{E_a}{E_b}$  Verhältniszahl der Elastizitätskoeffizienten;
- g = Eigengewichtslast der Tragkonstruktion für eine Längeneinheit (m) oder Flächeneinheit (m<sup>2</sup>);
- p = Nutzlast für eine Längen- oder Flächeneinheit;
- G = gesamte Eigenlast;
- P = gesamte Nutzlast bzw. Einzellasten;
- N = Achsialkraft in einem Querschnitt der Tragkonstruktion;
- T = Querkraft in einem Querschnitt der Tragkonstruktion;
- M = Biegemoment in einem Querschnitt der Tragkonstruktion;
- P<sub>r</sub> N<sub>r</sub> T<sub>r</sub> M<sub>r</sub> die betreffenden Größen im Moment des Bruches;
- σ<sub>a</sub> = Zuganspruchnahme (Spannung in kg/cm<sup>2</sup>) des Eisens;
- σ<sub>b</sub> = Druckanspruchnahme „ „ „ „ Betons;
- τ<sub>a</sub> = Scherspannung des Eisens;
- τ<sub>b</sub> = „ „ im Beton;
- σ<sub>a</sub> σ<sub>b</sub> τ<sub>a</sub> τ<sub>b</sub> die bezüglichen zulässigen Inanspruchnahme des Eisens und Betons.

## EISENPORTLANDZEMENT, PORTLANDZEMENT UND DIE SCHLACKENMISCHFRAGE.

In Heft 9 der Zeitschrift veröffentlichten wir unter obenstehendem Titel eine Zuschrift des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten. Im folgenden sei die Erwiderung des Vereins Deutscher Eisenportlandzement-Werke wiedergegeben.

Die abfällige Kritik der ministeriellen Verfügung\*) muß bei Fernerstehenden den Eindruck erwecken, als sei die Verfügung gegen den Willen des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten zustande gekommen. Dieser falschen Auffassung können wir nicht besser begegnen,

\*) Siehe S. 189 der Zeitschrift.



als durch die Schilderung der Vorgänge, welche zu dem mehrfach erwähnten Erlaß des Herrn Ministers geführt haben. Der scharfe Kampf, welcher seitens des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten gegen die Ebenbürtigkeit des Eisenportlandzements mit Portlandzement seit Jahren geführt worden ist, veranlaßte uns schon im Jahre 1901, den Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten um Einsetzung einer Kommission von Fachleuten zu bitten, die das Verhältnis zwischen Eisenportlandzement und Portlandzement prüfen und entscheiden sollte, ob beide Zemente gleichwertig seien und nach den nämlichen Normen beurteilt werden können. Der Herr Minister gab diesem Antrage statt und ernannte eine Kommission, die schließlich aus 26 Mitgliedern bestand. Vertreten waren in ihr

das Ministerium der öffentlichen Arbeiten,  
das Kriegsministerium, sowie die übrigen beteiligten preußischen Ministerien,  
das Reichsmarineamt,  
das Königliche Materialprüfungsamt,  
der Deutsche Portlandzement-Fabrikanten-Verein durch den ehemaligen Vorsitzenden Herrn Kommerzienrat Schott, Herrn Dr. Dyckerhoff und Herrn Dr. Goßlich,  
die deutsche Betonindustrie,  
die vereinigten Traßgrubenbesitzer  
und schließlich der unterzeichnete Verein durch die Herren Generaldirektor Grau, Hüttdirektor Jantzen, Dr. Passow.

Als unparteiische Sachverständige nahmen ferner teil die Herren Geh. Bergrat Prof. Dr. H. Wedding und Dr. Michaelis.

Den Vorsitz übernahm der jetzige Ministerialdirektor Herr von Dörmring. Die Kommission tagte im Ministerium der öffentlichen Arbeiten zu Berlin.

Die also aus Sachverständigen aus allen Gebieten des Bauwesens bestehende Kommission stellte ein umfangreiches Arbeitsprogramm von Vergleichsversuchen auf, deren Ausführung dem Königl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde anvertraut wurde. Da diese ausgedehnten auf Kosten des Vereins deutscher Eisen-Portlandzement-Werke durchgeführten Versuche überhaupt nur den einzigen Zweck hatten, klarzustellen, ob die Behauptungen der Portlandzement-Fabrikanten von der Minderwertigkeit des Eisenportlandzements im Vergleich zu ihren Erzeugnissen richtig und ob die hierdurch hervorgerufenen Beunruhigungen im Bau- und Gewerbe berechtigt seien, so wurden ihre sämtlichen im Laufe der Zeit erhobenen Einwände auf das sorgfältigste nachgeprüft. Es wurde unter anderem das Verhalten des Eisenportlandzements und Portlandzements mit den verschiedenen Zuschlägen geprüft; insbesondere wurde festgestellt, daß Sand, selbst wenn er auf einen viel höheren Feinheitsgrad gebracht wird wie basische Hochofenschlacke, als Zuschlagsmittel sich völlig anders und minderwertig verhält gegenüber der zur Eisenportlandzement-Fabrikation benutzten Hochofenschlacke. Auch das Verhalten von Eisenportlandzement zu Traß und Kalk wurde eingehend bis auf eine Erhärtungsdauer von zwei Jahren studiert. Beide Zementarten wurden in fetten und mageren Mischungen mit Normalsand und gemischtkörnigem Feinsand beim Erhärten an der Luft und unter Wasser auf das eingehendste geprüft. Es wurden größere Verputzflächen und Mauerpfeiler mit beiden Zementarten angefertigt und jahrelang beobachtet. Die Raumveränderung der Probekörper wurde ebenfalls eingehend kontrolliert und die sämtlichen Ergebnisse in graphischen Tabellen veranschaulicht.

Auf diese Weise wurde alles, was die Portlandzement-Fabrikanten seit fast dreißig Jahren in Schrift und Wort gegen den Eisenportlandzement unter dem Titel „Die Schlackenmischfrage“ ungünstig eingewendet hatten, berücksichtigt und einer eingehenden, von den Vertretern des Portlandzement-Fabrikanten-Vereins sorgsam überwachten Prüfung unterzogen.

Sämtliche Versuchsergebnisse des Königl. Materialprüfungsamtes wurden allen Kommissionsmitgliedern vor jeder Sitzung so zeitig zugestellt, daß diese sie in Ruhe durcharbeiten und sich ein klares Urteil über sie bilden konnten. Jedes Jahr trat die Kommission ein- oder zweimal zusammen, um in stundenlanger Beratung die Versuchsergebnisse zu besprechen. Das Arbeitsprogramm wurde im Laufe der Zeit wesentlich erweitert und auf eine größere Anzahl von Zementmarken ausgedehnt, als ursprünglich beabsichtigt war. Um ganz sicher in betreff einer unparteiischen Probeentnahme der verschiedenen Zementmarken zu sein, wurde eine Unterkommission eingesetzt, welche 14 Tage in Deutschland herumreiste und die Zemente direkt aus den betreffenden Fabrikräumen entnahm. Wie sich denken läßt, verursachte dies ganze Unternehmen einen erheblichen Aufwand an Zeit, Arbeit und Geld.

In der Schlußsitzung dieser ministeriellen Kommission wurden, um die Ergebnisse dieser jahrelangen gewissenhaften und kostspieligen Arbeiten zusammenzufassen, fast von allen Parteien Vorschläge gemacht. Man einigte sich dann auf den von Herren des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gemachten Vorschlag, der auch die volle Zustimmung der Vertreter des Vereins deutscher Portlandzementfabriken fand und der wie folgt lautet:

Nach den Prüfungsergebnissen sind die Eisenportlandzemente und die Portlandzemente im allgemeinen als gleichwertig zu erachten; falls daher bei der Untersuchung bei den geltenden Normen die Eisenportlandzemente auch bei Lufterhärtung befriedigende Ergebnisse zeigen, so ist gegen ihre Verwendung bei öffentlichen Bauten nichts einzuwenden.

*Wenn dieser Ausgang dem Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten überraschend und nicht angenehm war, so darf dies für ihn kein Anlaß sein, der auf wissenschaftlichem und praktischem Wege gefundenen Wahrheit nunmehr noch entgegenzutreten dadurch, daß er den Eisenportlandzement auch weiterhin mit den alten Waffen zu bekämpfen sucht; er vergißt, daß er sich dadurch gegen seine eignen Vertreter und gegen die von diesen mitgeleistete mühsame Arbeit wendet.*

Wir bemerken noch, daß die Veröffentlichung des Zahlenmaterials, welches der Ministerialkommission unterbreitet worden ist, durch das Königliche Materialprüfungsamt erfolgen wird. Wir tragen keine Schuld daran, daß diese Zahlen bis jetzt noch nicht veröffentlicht wurden.

Nach der gründlichen Arbeit der Kommission liegt für uns kein Anlaß vor, im einzelnen die auch jetzt wieder von dem Portlandzement-Fabrikanten-Verein gegen den Eisenportlandzement gemachten Vorwürfe zu widerlegen, zumal die Zementverbraucher inzwischen Gelegenheit genommen haben, sich in der Praxis von der Vorzüglichkeit des Eisenportlandzements und seiner Ebenbürtigkeit mit den besten Marken des Portlandzements zu überzeugen, wie dies aus der nachstehenden Übersicht über die Lieferung von Eisenportlandzement seitens unserer Vereinswerke hervorgeht. Es wurden geliefert:

	an Private kg	an Behörden kg
1899 . . .	51 847 110	5 458 700
1900 . . .	88 160 470	9 148 380
1901 . . .	96 255 120	16 617 020
1902 . . .	82 129 473	11 267 096
1903 . . .	103 722 932	28 511 280
1904 . . .	126 432 304	30 396 847
1905 . . .	118 562 800	28 654 120
1906 . . .	129 569 872	46 835 740
1907 . . .	124 579 178	58 498 600
1908 . . .	119 210 920	69 268 050

Zum Schlusse bemerken wir noch, daß in dem von uns dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten eingereichten Entwurf (Deutsche Normen für einheitliche Prüfung von Eisenportlandzement) auch folgende Vorschrift enthalten ist:

Die Verpackung soll außer dem Bruttogewicht und der Bezeichnung Eisenportlandzement die Firma oder Marke des Werkes sowie das in die Zeichenrolle des Patentamtes eingetragene Warenzeichen des Vereins in deutlicher Ausführung tragen und durch die Bezeichnung Eisenportlandzement und Führung des Warenzeichens des Vereins soll dem Käufer die Gewißheit gegeben werden, daß

die Ware der den Normen vorgedruckten Begriffs-erklärung entspricht.

Durch diese Vorschriften ist dem Verbraucher die unbedingte Gewähr gegeben, daß er einen Eisenportlandzement im Sinne des Erlasses des Herrn Ministers vom 6. März d. J. erhält.

Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke e.V.

Generaldirektor

Kaiser-Wetzlar,

Vorsitzender

Dr.-Ing. h. c.

Schrödter-Düsseldorf,

Geschäftsführer.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Portlandzement und Eisenportlandzement. M. Resza sucht die Gleichstellung des Eisenportlandzements zu verteidigen, wird aber von M. Eicken und F. Ast treffend widerlegt. s. L. August 1909. I, 1. S. 326 und September 1909. I, 1. S. 369. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 95. — Zement und Beton 1909. Nr. 32. s. zu dieser Frage auch die im Buchhandel erschienene Broschüre der Eisenportlandzement-Fabrikanten: Eisenportlandzement und die Schlackenmischfrage.

Einiges über Traß, Traßzement- und Zementkalkmörtel. Von Dr. techn. H. Renzeder. Mitteilung von Versuchsergebnissen des Mechanisch-technischen Laboratoriums der K. K. Technischen Hochschule Wien über obengenannte Baustoffe:

1. Portlandzementmörtel scheinen nach Zugabe richtig gewählter Kalkhydratmengen hinsichtlich der Festigkeit, Elastizität und Wasserdurchlässigkeit dem von Intze für Talsperren empfohlenen Traßzementmörtel gleichwertig zu sein.
2. Die Wasserdichtigkeit von Portlandzementmörteln kann erhöht werden, wenn der Sand durch Traß ersetzt wird.
3. Das Anbindevermögen erscheint bei Traßmörteln größer als bei Portlandzementmörteln.
4. Bei Zugabe von Kalkhydrat führt die Verwendung von gut gelöschtem Kalkhydratpulver zu besseren Ergebnissen als die Zugabe von Kalkteig.

Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1909. Nr. 28.

Neuere Untersuchungen über Traß. Von Prof. M. Foerster. Armierter Beton 1909. Nr. 6.

L'uso della ghiaia di mare pel cemento armato. Versuche über die Verwendung von Seekies und Seesand zum Beton ergaben gute Erfolge. Il Cemento 1909. Nr. 15. s. L. Juli 1909. I, 1. S. 294.

A Reinforcing bar of Varying Section. Mehrere Flacheisen werden den Momenten für den Balken entsprechend miteinander verbunden und zwar schon in der Werkstatt, so daß ein Weglassen von Eisen am Bauplatze unmöglich. Versuche sollen 15% Ersparnis an Eisen gegenüber der üblichen Einlage ergeben haben bei gleicher Festigkeit. Eng. News. 1909. Nr. 7. S. 1.

Stabilimento di Senegallia della Società Anonima Cemento Portland dell'Adriatico. Beschreibung einer neuen Zementfabrik von bedeutender Leistungsfähigkeit (500 000 dz jährlich). Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 15.

Mit Natargas betriebene Portlandzementfabrik. Mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 36.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

Internationaler Verband für die Materialprüfungen der Technik. Zusammenstellung der auf Zement, Beton und Eisenbeton bezüglichen Kongreßberichte. Beton und Eisen 1909. Nr. 11.

Convention Notes. Kurze Angaben über Sitzungen von Körperschaften, die mit Zementverwendung sich befassen. Cement Age 1909. Juli, S. 54.

Meeting of American Society for Testing Materials. Ausführliche Angaben über die Vorträge der Vereinigung; diese erstreckten sich auf „Ursachen von Bauunfällen“, „Unterlagen für Prüfung von Bauteilen auf Feuersicherheit“, „Belastung von Säulen“, „Wasserdichtigkeit des Betons“ und ähnliches. Cement Age 1909.

Juli, S. 58. The Eng. Rec. 1909. Nr. 2. S. 29. Eng. News 1909. Nr. 2. S. 55.

Der Bindezeitausschuß (Verein deutscher Portlandzementfabrikanten). Zweck der Versuche war u. a. die Feststellung, in welchen Beziehungen die nach den seitherigen Methoden ermittelte Bindezeit zur Festigkeit steht; vorher war die Frage zu prüfen, wie das Lagern des Zementes vor seiner Verarbeitung auf seine Festigkeit einwirkt. Der Durchschnitt der Versuche ergibt, daß die Festigkeit ihren höchsten Wert erreicht, wenn die Anfertigung der Probekörper unmittelbar nach dem Anmachen der Mörtel erfolgt. Sie beginnt dann zu sinken, behält jedoch bis zu dem Zeitpunkte, der den „Beginn des Abbindens“ darstellt, einen Wert von etwa 90% der ursprünglichen Höhe und darüber. Dann tritt ein rasches Sinken ein, das häufig nach dem „Ende des Abbindens“ noch etwas stärker zum Ausdruck kommt, in vielen Fällen dagegen jede Beziehung zu diesem Punkte vermissen läßt. Das Ergebnis der Arbeiten ist in folgenden Beschlüssen zusammengefaßt:

1. Die Arbeiten der Kommission haben bewiesen, daß die vorhandenen Methoden zur Bestimmung der Abbindezeit unzulängliche sind und verbessert werden müssen.
  2. Die Feststellung des Beginns der Erhärtung ist für die Verarbeitung des Zementes von Wichtigkeit, die Methode dafür muß ausgebaut werden.
  3. Die Forderung der Innehaltung engbegrenzter Bindezeiten ist zwecklos, solange kein einwandfreies Versuchsverfahren zur Feststellung der Bindeverhältnisse gefunden ist.
- Die Bestimmung der Temperaturerhöhung beim Abbinden in der seitherigen Weise in der Dose ist zwecklos.

Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 98 u. 100.

Temperaturerhöhung beim Abbinden von Portlandzement. Aus Versuchen wird der Nachweis geführt, daß die Wärmeenergie erheblich nachläßt, wenn man den Mörtel nach längerem Liegen wieder anmacht. In gleicher Weise verringert sich die Zug- und Druckfestigkeit. (Gegensatz zu den Versuchen von Dr. Kasai.) Der Vicat'schen Nadel wird die Bedeutung abgesprochen. Mitteilung der Versuchsergebnisse in Schaubildern und Tabellen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 102.

Influence of Storing Gauged Cement Mortar. Von H. Burchartz. Bericht über die in L. Januar 1909. I, 2 erwähnten Versuche. Cement Age 1909. Juli, S. 36.

Tests of Bond of Steel Bars embedded in Concrete. Von Berry. Angaben über Methoden zur Ermittlung der Haftfestigkeit von Eisen in Beton. Herausziehen, Herausdrücken und Ab-

lösen durch Biegung gaben nahezu gleiche Werte. The Eng. Rec. 1909. Nr. 4. S. 93.

Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons mit zunehmendem Alter. C. Bach, Armierter Beton 1909. Nr. 5.

Betonanalyse. Zement und Beton 1909. Nr. 35. s. L. September 1909. I, 2. S. 370: L'analisi del calcestruzzo.

The Le Chatelier Test for Soundness of Portland Cement. Das in L. März 1909. I, 2 erwähnte Prüfungsverfahren wird erörtert. The Eng. Rec. 1909. Nr. 7. S. 193.

Disintegration of Fresh Cement Floor Surfaces by the Action of Smoke Gases. Großer Gehalt an Kohlensäure in der Luft hat bei niedriger Temperatur, etwa 4° C, das Abbinden von Zementmörtel verhindert. Eng. News 1909. Nr. 4. S. 102.

Kolloidchemie und Erhärtung des Portlandzementes. Einige Feststellungen und Erklärungen zur Erhärtung des Zementes. Dr. Rohland. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 98.

Lagern von Zement erhöht die Zug- und Druckfestigkeit sowie die Bindezeit. Versuche von Simic. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins. 1909. Nr. 32. — Zement und Beton 1909. Nr. 36.

Azione del gesso sulla presa del cemento. Verzögernder Einfluß von Gips (und wasserfreiem Kalkkarbonat) auf das Abbinden des Zementes. Il Cemento 1909. Nr. 14. s. L. Mai 1909. I, 2. S. 220.

The Dangers of Breeze Concrete. Von Butler. Ausführliche Angabe über die in L. August 1909. I, 1 erwähnten Versuche mit Kohlen- schlacke zur Mörtelbereitung. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 4.

Treiben von Schlackenbeton. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 101. s. L. August 1909. I, 2. S. 325: The Expansion of Concrete made with the Coke breeze.

Der Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton. Zement und Beton können nach Versuchen von James Nicholas in recht bedenklicher Weise angegriffen werden. Beton-Ztg. 1909. Nr. 33.

L'influenza delle diverse acque di scolo sopra il cemento. Einfluß verschiedener Abwässer auf Zement und Beton. Il Cemento 1909. Nr. 15. s. L. Februar 1909. I, 2. S. 69.

Wie verhalten sich Zementrohre gegenüber der Einwirkung von Säuren bzw. saurehaltigen Abwässern? Einige Versuchsergebnisse. Beton-Ztg. 1909. Nr. 34.

Le proporzioni dell'acqua nel cemento portland durante l'indurimento. Wasser- verhältnisse im erhärtenden Portlandzement. Il Cemento 1909. Nr. 14. s. L. Juli 1909. I, 2. S. 295.

Versuche über die Längenänderung des Betons bei Wasser- und bei Luftlagerung sowie über die Zugfestigkeit von Mörtelkörpern mit verschiedener Querschnittsgröße bei feuchter und bei trockener Lagerung. Von C. Bach und O. Graf. Hochinteressante Feststellungen mit guten Erklärungen. Arm. Beton 1909. Nr. 9.

Der Meerwasserausschuß. Mitteilung der Versuchsergebnisse über das Verhalten von zwei Portlandzementen mit verschiedenem Schwefelsäuregehalt beim Erhärten im Seewasser, Süßwasser und an der Luft. (Verein deutscher Portlandzementfabrikanten.) Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 95.

Influenza dell' acqua di mare sulle malte e sulla composizione e manipolazione di queste. Einiges über den Einfluß des Meerwassers auf Mörtel und auf dessen Zusammensetzung und Verarbeitung. Mit Literaturangaben. Il Cemento 1909. Nr. 12.

Studio sulla decomposizione dei cementi. Versuche von Le Chatelier und J. Bied über das Verhalten von Zement im Meerwasser und in Lösungen von Kalzium- und Magnesiumsulfat. Die Anwendung von Schnellbindern, möglichst geringer Wasserzusatz und Beifügung von Puzzolanerde habe noch die verhältnismäßig besten Ergebnisse geliefert. Il Cemento 1909. Nr. 15. — Zersetzung der Zemente im Meerwasser. Zement und Beton. 1909. Nr. 36.

### 3. Wirtschaftliches.

British Engineers and Russian Trade. Da die Sicherheit in Rußland nunmehr gefestigt scheint, wird die Tätigkeit ausländischer Industrien mit Erfolg aufgenommen werden können. Winke über Kreditverhältnisse und Auskunftserteilung. The Engineer 1909. Juli. Seite 54.

Die Führung des Geräte- u. Werkzeugkontos bei Bauunternehmungen. Von Dipl.-Ing. Lewin. Mit Beispielen. Armiertes Beton 1909. Nr. 4.

Present Tendencies in Technical Education. Von Turneaure. Die Vielseitigkeit des Ingenieurberufes läßt vielfach längeres Studium auf den Hochschulen — statt der in Amerika üblichen 4, etwa 5 bis 6 Jahre — erwünscht scheinen; mehr Wert ist auf Baustoffkenntnis zu legen, die der jüngere Ingenieur sich selbst ohne Anleitung schwer erwirbt. Daneben Forderung größerer Anzahl von technischen Mittelschulen mit 3jährigem Kursus. Eng. News 1909. Nr. 1. Seite 25.

Common Sense in Concrete Construction. Es wird häufig darauf verwiesen, daß Eisenbeton zuviel Sachkenntnis erfordere und daher von dem Baumeister der üblichen Wohnhäuser nicht beherrscht und nicht angewendet werden könne. Sachkenntnis ist aber bei jedem

Bau — auch in Ziegeln — erforderlich und besonders verwickelte statische Bauteile lassen sich im gewöhnlichen Hausbau vermeiden, so daß der Verwendung von Eisenbeton nach einiger Lehrzeit auch für Wohnhäuser keine unüberwindlichen Hindernisse erwachsen dürften. Cement Age 1909. Juli. Seite 5.

Tariffa di competenze par lavori d'ingegneria e architettura. Gebührenordnung des italienischen Ingenieur- u. Architektenvereins, getrennt nach: Hochbauten; Straßen-, Eisenbahn- und Straßenbahnbauten; Brücken-, Wasserbauten; Entwürfen; Gutachten, Kostenermittlungen; Vermessungsarbeiten. Annali della Soc. degli Ing. ed Arch. Italiani 1909. Nr. 15.

Verwaltungsjuristen — Verwaltungsingenieure. Von W. Franz. Beachtenswerte Worte über die anzustrebende Gleichstellung der Ingenieure mit den Juristen in der inneren Verwaltung. Dingl. polyt. Journal 1909. Nr. 32.

Failures of Engineering Works. Von Ch. Dudley. Vortrag über Ursachen von Bauunfällen; diese sind in Fehlern des Materials, der Handarbeit, der Planung oder der ungeeigneten Behandlung im Betriebe zu suchen. Einige allgemeine Vorschläge, die Fehler der bestehenden amerikanischen Baupraxis zu beseitigen, bedeuten Einführung größerer Aufsicht durch technische Beamte. Eng. News 1909. Nr. 1. Seite 4.

### II. Theorie.

Berechnung von Steineisendecken. Von Dr. Ing. Weiske. In dem Erlaß des preußischen Ministeriums vom 21. Januar 1909 über die baupolizeiliche Behandlung ebener Massivdecken ist als Verhältnis der Elastizitätszahlen des Eisens und des in Zementmörtel zu vermauernden Ziegelkörpers der Wert  $n = 25$  festgelegt. Hiermit werden die Festwerte zur Ermittlung der Stärke und Eiseneinlagen solcher Ziegeldecken aus dem Biegemomente errechnet und für die verschiedenen zulässigen Spannungen zusammengestellt. Beispiele. Zement u. Beton 1909. Nr. 33.

Spannungsverteilung bei exzentrisch belasteten rechteckigen Querschnitten. Durchrechnung eines Beispiels. Zement u. Beton 1909. Nr. 34.

Vereinfachte Formeln zur Berechnung der im Hochbau vorkommenden „laufenden“ Konstruktionstypen. Von R. Wąpczowski. Beton und Eisen 1909. Nr. 11.

Genauere Berechnung von Parallelträgern mit einem doppelten System von Zugdiagonalen und Ständern. Von Obering. Hartmann, Zöptau. Vergleich zwischen scharfer und angenäherter Berechnung; Hinweis auf Mängel des Systemes. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 29.



Graphisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen und direkten Dimensionierung von Plattenbalken aus Betoneisen. Von Ing. E. Heidecker. Verhältnismäßig einfach nach dem Verfahren von Culmann zur Ermittlung höherer Momente mit Hilfe des Kraft- und Seilecks. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 33.

Vereinfachte Berechnung von eingespannten Gewölben nach der Elastizitätstheorie. Von S. Sor. Berechnung der Spannungen, die durch Schwinden des Betons und durch Temperaturschwankungen entstehen. Entwicklung von vereinfachten Formeln zur Berücksichtigung einseitiger Verkehrslast nach dem Verfahren von Prof. Mörsch. Beispiel. Beton und Eisen 1909. Nr. 11.

Beitrag zur Berechnung u. Dimensionierung vierseitig aufgelagerter Platten. Von Dipl.-Ing. Abeles. Ableitung von Formeln zur Bestimmung des größten Biegemomentes auf etwas willkürlicher Grundlage. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 15 und 16. — Dazu Bemerkung von Prof. Hager, wonach die nach Abeles ermittelten Momente sich als wesentlich zu klein ergeben. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 18.

Spannungsverteilung bei schiefstehenden Mauern. Einfache Berechnung. Zement und Beton 1909. Nr. 35.

Zur Berechnung von Fundamentplatten. Dipl.-Ing. W. Obrist nimmt die Einsenkung des Baugrundes dem gerade dort wirkenden Drucke proportional an. Armierter Beton 1909. Nr. 8.

Das Verteilungsgesetz der Haftspannung bei axial beanspruchten Verbundstäben. Ermittlung auf theoretischem Wege gibt ziemlich verwickelte Ausdrücke und durchaus kein einfaches Gesetz. Zeitschr. für Arch.- u. Ingenieurwesen 1909. Nr. 5.

Über den eingespannten Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. Von Dipl.-Ing. M. Ritter. Wenn das Trägheitsmoment nach den Balkenenden hin zunimmt, so werden die Momente in Balkenmitte kleiner. Zahlenmäßiger Nachweis. Armierter Beton 1909. Nr. 4.

Poutres à travées solidaires. Tracé des courbes d'influence. Levaillant, ing. des p. et ch. Zeichnerisches Verfahren zur Aufzeichnung der Einflußlinien durchgehender Träger. Ist nicht so einfach, wie das bekannte Rittersche Verfahren. Annales des ponts et chauss. 1909. Nr. 3.

Bestimmung der Eiseneinlagen bei doppelt armierten Balken und Plattenbalken. Von K. Stock. Aus Moment und zulässigen Spannungen. Armierter Beton 1909. Nr. 6.

Graphical Computation. Von Goodrich. Hinweis auf den Wert zeichnerischer Darstellung von Formeln, besonders zweckmäßig zur Prüfung

von Berechnungen. Beispiele für Eisenbetonbalken. The Eng. Rec. 1909. Nr. 8. S. 202.

Zeichnerische Berechnung von Eisenbetonsäulen. Ermittlung der Last bei gegebener Bewehrung und zulässiger Beanspruchung mit Hilfe eines Schaubildes. Zement und Beton 1909. Nr. 34.

Über die Knickfestigkeit von Stäben veränderlichen Trägheitsmomentes. Von Fr. Engesser. Genaue Werte und Formeln für einige einfache Fälle, Näherungsverfahren für schwierigere Fälle. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1909. Nr. 34.

The Rankine-Gordon and Eulers Formulae for Columns. Von Lilly. Betrachtung über Knickfestigkeit, mathematische Ableitung der Rankineschen Formel. Engineering 1909. Juli S. 1.

Knickfestigkeit von Eisenröhren mit Betonfüllung. Versuche und Formeln von Prof. Brik. Dingl. polyt. Journal 1909. Nr. 30. — s. L. Juni 1909. II. S. 265.

Zur Theorie der Verbundkörper. Von Dr. A. Leon. Spannungen in nichthomogenen Körpern. Armierter Beton 1909. Nr. 9.

Über die Vorschläge zur Vermeidung von Haarrissen. Vergleich der Vorschläge von Koenen, Labes und Lund. Armierter Beton 1909. Nr. 6.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Zweiter Bericht über Festigkeitsversuche mit Eisenkonstruktionen. Erstattet von der Versuchskommission des Vereins deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken. Vorversuche über Nietverbindungen. Ergebnis: der kegelförmige Ansatz am Übergang vom Nietkopf zum Nieten (Versenk) hat auf die Haltbarkeit der Nietverbindung keinen Einfluß. — Kniehebelnietung hat die festeste Verbindung geliefert; Hand- und Lufthammernietung weisen nur einen geringen Unterschied auf. Auch in bezug auf ein Abreißen des Kopfes vom Schaft (Beanspruchung in der Nietlängsrichtung) stehen die Niete ohne Versenk denen mit Versenk an Haltbarkeit nicht nach. — Bei den weiteren Versuchen sollen nur noch Niete ohne Versenk zur Anwendung kommen. Mitteilung der Versuchsergebnisse. Dingl. polyt. Journal 1909. Nr. 29 und 30. — Zentralblatt der Bauverwaltung 1909. Nr. 66. — Zeitschrift des Vereines deutscher Ing. 1909. Nr. 26.

Die Berechnung des umschnürten Betons. 5 Formeln verschiedener Vorschriften werden angeführt und kurz erläutert. Deutsche Bauzeitung 1909. Mitt. S. 47 und 48. — Dingl. polyt. Journal 1909. Nr. 30. — Berechnung und Anwendung des umschnürten Betons. Von Kleinogel. Armierter Beton 1909. Nr. 5 und 7.

Sur la résistance au flambage des poteaux en béton armé. Von Mesnager, Ing. en chef des ponts et ch. Betonsäulen von 8,40 cm Querschnitt, 3 und 5 m Höhe, bewehrt mit Rund-eisen von 10 mm  $\varnothing = 1,96\%$ . Liegend gestampft. Verfasser gibt (nebenbei) eine Erklärung, warum stehend gestampfte Säulen immer nahe ihrem oberen Ende brechen, indem er sagt: Das beim Stampfen der unteren Schichten aus diesen austretende Wasser durchfeuchtet mehr und mehr die oberen Schichten, weshalb diese weniger widerstandsfähig sind, als die tiefliegenden. Zweck der Versuche ist der Nachweis, daß die Knickformel von Rankine eine ausreichende (5fache) Sicherheit gewährt, auch für sehr schlanke Säulen, vorausgesetzt, daß sie genügend bewehrt sind. Mitteilung der Ergebnisse. Annales des ponts et chauss. 1909. Nr. 2.

Dauerversuch an einem Versuchsbalken aus Eisenbeton. Von Homann. Einfluß häufig wiederholter Belastungen auf das Entstehen von Rissen und deren Einfluß auf das Rosten. Mitt. der Ergebnisse. Mit Abb. Armiertes Beton 1909. Nr. 4 und 5. Bemängelung der Versuchsanordnung und der Gültigkeit der Ergebnisse. Erwiderung. Arm. Beton 1909. Nr. 9.

Zur Frage der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen. Von Dr.-Ing. E. Preuß. Rohre mit und ohne einen Längsschlitz wurden aus einem Betonwürfel herausgezogen. Die Haftfestigkeit der geschlitzten beträgt nur rund  $\frac{1}{15}$  von derjenigen der ungeschlitzten. Armiertes Beton 1909. Nr. 9.

Neue Versuchsmethoden. — Neue Versuchsergebnisse. Besprechung der Versuche von Dr.-Ing. Müller über die Lage und das Wandern der Nulllinie usw., und von Rgbmstr. Luft über den Einfluß der Bügel usw. Armiertes Beton 1909. Nr. 4 und 5.

Tensioni e deformazioni reali nelle strutture di cemento armato soggette a flessione semplice o composta. Zusammenstellung zahlreicher Rechnungs- und Versuchsergebnisse. s. L. August 1909. II, S. 326. Annali della Società degli Ing. ed Arch. Italiani 1909. Nr. 13 u. 14.

Neue Versuche amerikanischer Forscher. Versuche Witheys an armierten und nicht armierten Säulen. Mitteilungen und Ergebnisse. Arm. Beton 1909. Nr. 9.

Tests on Reinforced Concrete Beams. Besprechung der von Prof. Talbot (Illinois) angestellten Versuche mit 188 Probekörpern. Feststellungen über die Rißbildung und den Bruch bei verschiedener Eisengestaltung. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. S. 249.

Tests on Reinforced Concrete Conducted in Great Britain. Berichte über Versuche die mit Eisenbetonteilen in England

durch Hyatt, Edwards, Potter und andere in den Jahren 1870–96 ausgeführt wurden. Angabe der Ergebnisse in Zusammenstellungen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 2 u. 4.

Umschnürter Beton. Mitteilungen von Versuchen, die die bekannten hohen Festigkeiten ergaben. Zement und Beton 1909. Nr. 34.

Practical Fire Tests of a Reinforced Concrete Factory. Beim Brand einer Leimfabrik hat sich das einzige in Eisenbeton ausgeführte Gebäude gut erhalten. Mehrere Abb. Cement Age 1909. Nr. 2. S. 92.

#### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

The New York Building Code Fiasco. Ausführliche Besprechung der neuen Bauordnung der Stadt New York, die infolge zahlreicher Ungerechtigkeiten, besonders gegen die Verbraucher von Beton, vom Stadtoberhaupt zurückgewiesen wurde. Cement Age 1909. August, S. 97.

Progress Report on Concrete and Reinforced Concrete. Ein Prüfungsausschuß, bestehend aus Mitgliedern großer technischer Vereine für Materialprüfung, Eisenbahn- und Straßenbau, sowie Zementfabrikation, hat allgemeine Grundsätze für Betonverwendung aufgestellt. Bemerkenswert ist die Forderung größerer Überwachung der Bauausführung durch die planarbeitenden Ingenieure. Vorschriften über Beschaffenheit der Materialien werden empfohlen. Cement Age 1909. Juli und August.

#### V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Reinforced Concrete. Von A. Anden. Allgemein gehaltener Vortrag über Eisenbeton, Geschichtliches, Versuchsergebnisse und Bauausführungen. Engineering 1909. Juli und August, S. 146 bez. 200. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. S. 278.

Kunststein und Naturstein. Vortrag von Urbach, Berlin. Vortragender warnt vor einer Nachahmung des Natursteins im Kunststein; vielmehr soll dieser „ein lebenskräftiges, ein ausdrucksfähiges, ein entwicklungsfähiges Glied in unserem Bauwesen werden, ein neuer Laut in der Sprache unserer Architekten“. Anführung von Beispielen mit Abb. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 101.

Abnutzungsversuche mit Kunststeinen. Ergebnisse aus der Kgl. Sächs. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt in Dresden. Zement und Beton 1909. Nr. 36.

Mauersteine aus Müllschlacke. Die beim Verbrennen von Müll entstehende Schlacke hat hydraulische Eigenschaften; sie wird in England,

gemischt mit gelöschtem Kalk, zu Mauersteinen verarbeitet, die bis zu 250 kg/qcm Druckfestigkeit geben sollen. Beschreibung einer Anlage in Nelson. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 97.

Pflasterplatten aus Zementbeton. Über Herstellung und Verwendung. Beton-Zeitung 1909. Nr. 31.

La costruzione in cemento armato nell'architettura secondo il metodo Wielemans. Herstellung von Zierdecken (Kassettendecken) aus vorher gefertigten Formstücken, die sich zwischen eisernen Trägern usw. selbst tragen oder aufgehängt werden. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 14.

Muri divisorii e steccati in cemento armato. Umzäunungen mit Pfosten aus I-Trägern oder Eisenbeton mit Nuten und mit eingeschobenen Tafeln oder Zementdielen. Beschreibung ausgeführter Beispiele mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 15. s. L. Februar 1909. V, 1. S. 71.

Le demolizioni delle costruzioni in cemento armato. Über Erfahrungen und Schwierigkeiten beim Abbruch von Eisenbetonbauwerken. Il Cemento 1909. Nr. 15.

Drilling old Masonry and Concrete. Beim Abbruch von Dockmauern in Liverpool rd. 19 000 lfd. m Bohrlöcher hergestellt mit Dampfbohrer. Erfahrungen über beste Arbeitsmethoden sind mitgeteilt. Engineering 1909. August S. 188.

Stahlkammerwand aus Eisenbeton. Beschreibung der Bauweise, die gegen die Stichflamme des Knallgasgebläses und gegen Bohren sicher sein soll. Betonzeitung 1909. Nr. 33.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Feuerfest und feuersicher. Erklärung dieser beiden Begriffe in einer Baupolizeiverordnung. Tonindustriezeitung 1909. Nr. 97.

Value and Application of Insulation in Modern Concrete Buildings. Gleichmäßige Temperatur in Wohn- und Maschinenräumen läßt sich durch Einbau von Isoliermitteln in Betonwänden erzielen. Besonders gute Erfolge mit Korkplatten werden besprochen, während Luftschichten in Ziegelmauerwerk als ungeeignet befunden werden. Cement Age 1909 Juli.

Interessante Fundierungen auf Betonpfählen. Ein Gebäude ruhte auf einer harten, aber dünnen Bodenschicht, die nur die Decke eines 7,5 m tiefen Flugsandbettes bildete. Zur Festigung der Gebäudegründung griff man zu folgendem Verfahren: Achtzöllige schmiedeeiserne Rohre wurden in Längen von je 1,5 m eingerammt, weitere Rohrstücke aufgesetzt und die Rohrenden verschraubt, bis das untere Ende am Kiesbett aufstieß. Nun wurde der Rohrstrang mit einem kräftigen Wasserstrahl vom Sand befreit und in sein freies Innere ein einzölliges Rohr so eingeführt, daß es unten auf eine Länge von etwa

einem Meter in das Kiesbett eindrang. Durch das perforierte eingerammte Ende dieses Rohres preßte man dünnen Mörtel in den Kies unter dem achtzölligen Rohr. Nachdem der Mörtel abgebunden und dadurch das Rohr unten wasserdicht geschlossen war, wurde das achtzöllige Rohr leergepumpt und mit Beton gefüllt. Die auf diese Weise entstandenen Pfähle belastete man hernach mit je 35 t, ohne daß meßbare Senkungen konstatiert werden konnten. Beschreibung noch weiterer interessanter Verfahren, leider ohne Abb. Betonzeitung 1909. Nr. 33.

Gründung des Kühlhauses beim Neubau des Dresdener Schlacht- und Viehhofes im Ostragehege mit Eisenbetonpfählen. Von Dipl.-Ing. Gesztessy. Anordnung und Bauvorgang mit Abb. Feststellung der Tatsache, daß der Beton der Pfähle durch das Rammen keine Einbuße an Druckfestigkeit erlitten hat, daß diese aber durch das Stocken der Ansichtsflächen der Probekörper von 355 kg/qcm auf 288 kg/qcm gesunken ist. Beton und Eisen 1909. Nr. 11.

Eisenbetonpfahlgründung. Gleise für einen Portalkran von 76,5 m Spannweite, mit 1,20 m Spurweite und 16 t Raddruck. Jede Schiene liegt auf einem Längsträger von 1,10 m Höhe und 0,5 m Breite, die oben durch eine Platte verbunden sind. Gründung auf eingespülten Eisenbetonpfählen. Elektrizitätswerk der Stadt Charlottenburg. Eisenbeton 1909. Nr. 15.

Die Betoneisendecken beim Bau des Albrecht-Gymnasiums in Teschen. Von Ing. Kühnel. Rippenbalken mit gleichbleibender Rippenentfernung von 30 cm. Tragfähigkeit wird durch Veränderung der Höhe und Eiseneinlage abgestuft. In einfacher Weise wurden Formbleche als Schalung verwendet. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 30.

Grande vasca gasometrica in cemento armato. Gasbehälter in Reick bei Dresden. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 14. — Cuve de Gazomètre de 110 000 mètres cubes de capacité. Le ciment 1909. Nr. 8. — s. L. August 1909. V, 2. Seite 328.

The Mt. Clare Grain Elevator Baltimore. Getreidespeicher mit 130 Zellen. Zahlreiche Einzelheiten. Eng. Rec. 1909. Nr. 1. Seite 4. — s. L. September 1909. V, 2.

Koksförderanlage in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. G. Eichbauer. Interessantes Bauwerk in München. Die Koksunker liegen rund 5 m über Gelände, auf Säulen und werden von einem über sie hinweglaufenden Geleise aus gefüllt. Unter ihnen liegt eine Ladebühne für die Entnahme von Koks aus den Bunkern in Säcke oder Wagen. Ferner ein Koksauzug und -silo. Beschreibung mit Einzelheiten und Berechnung sowie Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 33.

Die Eisenbetonkonstruktionen der städt. Müllverbrennungsanstalt Frankfurt am Main. Kurze Angaben über die allgemeine Anlage und einige Einzelheiten mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 17 und 18. — Reinforced Concrete Engine Room for a Dust Destructor. Von E. Mautner. Müllverbrennungsanlage zu Frankfurt. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. Seite 255 mit Abb. — s. L. August 1909. V, 2.

Künstlerisches vom Fabrikschornstein. Von H. Pudor. Riesenschornsteine. Zeitschrift für Architektur- u. Ingenieurwesen 1909. Nr. 5. — Betonzeitung 1909. Nr. 32.

Constructions en claveaux (Système L. Monnoyer et fils). Schornsteine usw. aus Steinen besonderer Form. Ausführliche Beschreibung mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 8. — s. L. Mai 1909. V, 2.

Underpinning a Leaning Chimney. Ein etwa 30 m hoher, in Eisenbeton erbauter Schornstein war auf Holzpfehlen gegründet worden. Der lose Boden gab nach und veranlaßte eine Schiefstellung des Bauwerkes. Zur Vermeidung weiterer Senkung wurden drei Eisenbetonbrunnen abgesenkt bis zum festen Fels und durch Querbalken zur Übertragung der Last herangezogen. Eng. News 1909. Nr. 1. S. 11. — The Eng. Rec. 1909. Nr. 1. Seite 27.

Das Warenhaus Tietz in Düsseldorf. Besprechung des Baues mit vielen u. guten Abb. Armiertes Beton 1909. Nr. 8. — s. L. August 1909. V, 2. Seite 328.

Der Wiederaufbau des Turmhelmes der St. Katharinenkirche in Danzig. Von Prof. Kohnke. Drei Entwürfe: Holz, Eisen, Eisenbeton. Mit Abb. Armiertes Beton 1909. Nr. 6.

Verbindungshalle im Schlachthof Duisburg-Meiderich-Ruhrort. Von Dipl.-Ing. Elwitz. Berechnung und bauliche Einzelheiten. Mit Abb. Armiertes Beton 1909. Nr. 8.

Reinforced Concrete at the National Gallery. Besprechung der neuen Dachbauten des Museums. Mit zahlreichen Abb. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. S. 235. s. L. Juni 1909. V, 2.

The New Shanghai Telephone Exchange Building. Von C. Lathy. Das Gebäude zeigt 6 Stockwerke auf einer Grundfläche von rund  $18 \times 37$  m, ein Bogendach von etwa 15 m Weite. Gründung auf Eisenbetonplatte. Zahlreiche Einzelheiten. The Eng. Rec. 1909. Nr. 8. S. 200.

The Mount Carmel Wing of the Chateau Frontenac. Die Canadian Pacific Ry. erweitert ihr großes Hotel zu Quebec. Zahlreiche interessante Einzelheiten dieses 10 Stock hohen Gebäudes. The Eng. Rec. 1909. Nr. 4. S. 97. Mit Abb.

The New School Buildings of Cincinnati. Vor allem Rücksicht auf Feuersgefahr führt jetzt in Amerika zum Bau der öffentlichen Gebäude in Eisenbeton. Die besprochenen Schulbauten erhielten Decken und Wände in Eisenbeton, Dächer in der üblichen Holzkonstruktion. The Eng. Rec. 1909. Nr. 6. S. 156. Mit Abb.

Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage in Berlin. Von Prof. S. Müller. Großartiger Kuppelbau auf einzelnen Pfeilern; Einzelheiten, Berechnung, Abbildungen. Armiertes Beton 1909. Nr. 4, 5, 6. — Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1909. Nr. 30.

Eisenbetonkuppel- und Wölbkonstruktionen. Von Dr.-Ing. Mautner. Besprechung einiger Ausführungen. Mit Abb. Armiertes Beton 1909. Nr. 6.

Constructions résistant aux tremblements de terre. Beschreibung des Entwurfes von Dr.-Ing. F. von Emperger. Mit Abb. s. L. September 1909. V, 2. Le ciment armé. 1909. Nr. 8.

La construction dans les pays sujets aux tremblements de terre. Rapport de la Commission italienne chargée de rechercher les meilleurs procédés de construction. Von E. Lemaire. Auszug. Le génie civil 1909. Nr. 12. s. L. September 1909. V, 2. Zentralblatt der Bauverwaltung 1909. Nr. 71: Erdbebensichere Häuser.

Les tremblements de terre dans le Sud-Est. Beschreibung der Wirkung der Erdbeben im Südosten von Frankreich und Vorschläge zu einer sicheren Bauweise. Mit Abb. Le ciment armé 1909. Nr. 7 und 8.

Earthquake Proof Buildings. Von Fr. v. Emperger. Zusammenfassung der für Bauten im Erdbebengebiet zu beachtenden Grundsätze. Mit Abb. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. S. 242. s. L. August 1909. V, 2.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Neuere Brückenbauten in Amerika. Einige Ausführungen nach Abmessungen und Kosten, ohne Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 16.

Wettbewerb zur Erlangung von Projekten für eine neue Rheinbrücke in Rheinfelden. Massive Bögen, darunter einige in Eisenbeton (Melan). Beschreibung einiger preisgekrönter Entwürfe mit Abb. Schweiz. Bauztg. 1909. Nr. 4 und 5.

Die erste geplante Schwebefähre in Deutschland. Zwischen Koblenz und Ehrenbreitstein. Breite des Stromes dort 300 m, die in einer Spannweite zu überbrücken sind. Fährbrücke zweigleisig. Süddeutsche Bauztg. 1909. Nr. 6. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1909. Nr. 29.

Straßenbrücke aus Eisenbeton in Rheineck (St. Gallen). Von Dipl.-Ing. W. Obrist. Balkenbrücke über 3 Öffnungen von 10, 15,5 und



10 m. Breite 6,50 m Fahrbahn, 1,50 m Fußsteig. 5 Hauptträger in 1,55 m Abstand; Fußwege z. T. ausgekragt. Kosten rund 34 000 M = 117 M für 1 qm Grundrißfläche. Mit Abb. Armierter Beton 1909. Nr. 9.

A Reinforced Concrete Viaduct. Takoma Park. Eisenbetonviadukt nach Art der Holzbrücken. Joche in 9 m Abständen. Zahlreiche Einzelheiten mit Abb. Eng. News 1909. Nr. 1. S. 6.

Straßenbrücke über den Schussenkana in Ravensburg. Balkenbrücke von 11,7 m Stützweite. Breite Fahrbahn 5 m und 2 seitliche Fußwege zu 1,1 m und 0,7 m. Rippenbalken. Beschreibung und Berechnung. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 11 und 12.

Note sur le pont d'Arciat. Von Parent Ing. des p. et ch. Straßenbrücke über die Saône, 8 km stromab von Mâcon. 7 Öffnungen zu je 31 m Lichtweite. Breite 5,70 m. Spargewölbe in Ziegeln, das andere in Bruchstein. Ausführliche Beschreibung des Bauvorganges und der Lehrgerüste. Annales des ponts et chauss. 1909. Nr. 2.

Le pont de commerce à arcs conjugués sur la Meuse à Liège. Von Ing. Seyrig. Straßenbrücke mit 2 eisernen Bögen, von je 66 m Spannweite, in sehr kurzer Zeit erbaut. Mit Abb. Annales des travaux publ. de Belgique 1909. Nr. 3.

Straßenbrücken in Eisenbeton über Schiffahrtskanäle. Kurze Angaben über zwei Straßenbrücken mit zahlreichen Abb. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 15.

The Construction of the Edmondson Avenue Bridge Baltimore. Ausführliche Beschreibung des Werkplatzes und der Holzrüstungen der großen in L. August 1909. V. 3 erwähnten Straßenbrücke. The Eng. Rec. 1909. Nr. 7. S. 172.

Concrete Arch Bridge in Switzerland. Ausführlicher Bericht über die Gmünder Tobelbrücke mit Abb. Eng. New. 1909. Nr. 6. S. 133. L. 1909. August, V. 3.

Grand River Brücke. Eisenbahn-Bogenbrücke in Eisenbeton bei Painesville, Ohio, Nordamerika. Hauptbogen von 49 m Spannweite. Fahrbahntafel auf kleinen Pfeilern. Alles bewehrt. Abdichtung mit 5 Lagen von Filz, in heißem Teer getränkt. Mischungsverhältnis 1:2:4 und 1:2:5 (Steinschlag). Zement und Beton 1909. Nr. 34.

The Peoria Bridge Failure. Angaben über den in L. August. V. 3. S. 330 berichteten Brückeneinsturz infolge mangelhafter Gründung. Mit Abb. Cement Age 1909. Juli S. 27. Armierter Beton 1909. September. S. 368.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Eine künstliche Insel in Eisenbetonkonstruktion. Mit guten Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 16. s. L. Juli 1909. V, 4. S. 300. — The

Schneider Torpedo Testing Station. Engineering 1909. August, S. 171. Mit Abb. Eng. News 1909, Nr. 2. S. 36. Mit Abb. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 4. S. 247.

New San Francisco Shipping Piers. Ladekai, Eisenbetonplatten auf Pfählen. Holzummantelung von Eisenbetonpfählen. Einzelheiten. Eng. News 1909. Nr. 2. S. 51.

The Construction of a Concrete Mass in Open Water. Von H. Taylor. Ausführliche Beschreibung des Baus einer Hafenmauer in Portland (England), wobei Taucher den Beton zwischen Schalungen einbauten. Eng. News 1909. Nr. 1. S. 24.

Reinforced Concrete Dock Sheds at Liverpool. Kurze Angaben mit Abb. nach L. Januar 1909. V. 4. Cement Age 1909. August, S. 113.

The Government dam across the Rock River at Sterling. Stauanlage zur Versorgung des Illinois-Mississippi-Kanals mit Wasser aus dem Rock-River. Umfangreiche Betonarbeiten werden näher besprochen, Bauvorgang und Arbeitsmethode. Eng. News 1909. Nr. 6. S. 138. Mit Abb.

Zur Berechnung der Staumauern. Von Geheimrat Dr. Schäffer, Darmstadt. Ableitung der Normal- und Schubspannungen für den allgemiesten Fall und Anwendung der Ergebnisse auf die Sonderfälle der Stützmauern mit rechteckigem und dreieckigem Querschnitt und auf solche mit gerader Rück- und parabolischer Außenfläche. Übersichtliche Darstellung der gesamten Spannungen in Schaubildern, getrennt für Eigengewicht und für Wasserdruk. Mit Abb. Zeitschr. für Arch. und Ingenieurwesen 1909. Nr. 5.

Some Observations on the Stability of Dams. Zusammenstellung von Stauanlagen für größere Wasserbecken. Hölzerne und eiserne Wehre, sowie Eisenbetonmauern verschiedenen Querschnittes sind vorgeführt. Mit Abb. Eng. News 1909. Nr. 5. S. 120.

Reinforced Concrete Caissons. Von W. Judson. Ausführliche Beschreibung von Eisenbetonkästen zu Gründungen von Ufermauern bei Milwaukee mit Kostenangaben. Eng. News. 1909. Nr. 2. S. 34.

The Present Condition of a Concrete Standpipe. Ein zylindrischer Wasserbehälter von rd. 68 000 cbm Fassungsraum aus Eisenbeton hat sich seit 21½ Jahren ohne besondere Dichtungsmittel und trotz großer Winterkälte sehr gut gehalten. Eng. News 1909. Nr. 8. S. 199.

Le dighe vuote in Cemento armato. Einige kurze Bemerkungen über Wehrbauten, besonders über hohle, amerikanische. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 15. s. L. Mai 1909. V, 4. S. 224.

Einige Beispiele über die Verwendung

des Eisenbetons im Wasserbau. Mit Abb. Armierter Beton 1909. Nr. 7.

Rigole d'alimentation du canal de la Marne à la Saône, dite de Vaucouleurs. — Etude sur la construction et la consolidation des jetées du port de la Pointe des Galets (Ile de la Réunion). Kanal- und Hafenbauten. Ausführliche Angaben über die Verwendung von Beton und Eisenbeton. Kosten. Mit Abb. Annales des ponts et chaussées 1909. Nr. II.

Wasserturm aus Eisenbeton. 38 m Höhe, 15 m innerer Durchmesser. . Kosten 143,000 M, um 13000 M billiger als ein Turm in Eisen. — Erneuerung der Gründung eines Wasserbehälters. Eiserner Behälter wurde zu diesem Zwecke seitlich verschoben, indem man ihn in einem künstlichen Becken durch den Auftrieb des Wassers hochhob. — Eisenbetonsilo. 14 m Höhe, 14 m Durchmesser. Kosten 35 500 M. Mit Abb. — Eisenbeton-Observatorium. Mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 35.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Difficult Street Work on reclaimed Land. Straßenbau auf unsicherem Boden, Betonplatte auf Pfählen. The Eng. Rec. 1909. Nr. 7. S. 178.

A Concrete Fence and Retaining Wall. Feststellung der Einzelpreise beim Bau einer Stützmauer in Beton und eines Geländers in Eisenbeton. The Eng. Rec. 1909. Nr. 8. S. 222.

Der Betonschwellenoberbau. Einige kurze Bemerkungen. Eisenbeton 1909. Nr. 16.

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

### Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

80a. B. 48 489. Vorrichtung zum gleichzeitigen Reinigen und Sortieren von Ton in einem mit Misch- und Förderschnecke versehenen Zylinder; Zus. z. Pat. 179 416. Michael Bohn, Nagyikinda, Ung.;

80a. B. 51 107. Selbsttätige Schneidevorrichtung an Tonstrangpressen, bei welchen eine von dem Tonstrange bewegte Walze mit einer von dieser betätigten Abschnidevorrichtung verbunden ist. W. Barraud, Bussigny, Schweiz.

80a. L. 26 485. Stampfmaschine für Röhren aus Zement, Beton o. dgl. Wilhelm Langenheim, Duisburg-Hochfeld, Heersstr. 156. 27. 6. 07.

37a. W. 29 842. Verfahren zur Isolierung von Beton- oder Steindächern. C. F. Weber A.-G., Leipzig-Plagwitz. 20. 5. 08.

Progress of the Southwest Water Tunnel in Chicago. Die künftige Wasserversorgung der Stadt soll aus dem Michigansee geschehen. Entnahmestelle etwa 3 km vom Ufer. Bemerkenswerte Angaben über den Bauvorgang. Tunnel mit Eisenbetonverkleidung. Zahlreiche Abb. The Eng. Rec. 1909. Nr. 6. S. 147.

Opening the Hudson River Tubes. Kurze Angaben über die neuen Tunnel zu New York. Cement Age 1909. August. S. 107. Mit Abb. L. August 1909. V, 5.

Note sur les injections de ciment pratiquées dans le souterrain du Col des Montets (Haute-Savoie). Beschreibung des Verfahrens und des Apparates zum Einspritzen von Zement bei der nachträglichen Dichtung der Tunnelmauerung. Revue générale des chemins de fer. 1909. März. — Annales de ponts et chauss. 1909. Nr. 2. S. 138.

A Concrete Conduit. Betonkanäle zur Aufnahme elektrischer Leitungen in St. Louis. Mit Abb. Cement and Eng. News. 1909. Nr. 7. S. 223.

Cost Keeping Methods an Sewer Construction. Tägliche Arbeitsberichte, für die besondere übersichtliche Formen gewählt wurden, haben bei großen Kanalisationsbauten in St. Louis gute Kontrolle über den täglichen Fortgang und die erforderlichen Kosten ermöglicht. The Eng. Rec. 1909. Nr. 5. S. 121.

Concrete in Mine Support. Angaben über Verwendung von Beton zur Verkleidung der Bergwerkstellen und zum Einbau an Stelle der abgebauten Kohlenflöze. Cem. and Eng. News 1909. Nr. 7. S. 225.

37b. Sch. 30 007. Kettenglied für kettenartige Bewehrungen von Eisenbetonkörpern und damit hergestellte Kettennetzbewehrungen und Eisenbetonkörper. O. H. Schwarz, Dresden-A., Fürstenstraße 28. 27. 4. 08.

37b. M. 32 673. Platten aus Ton, Steingut, Majolika, Terrakotta oder ähnlichen Stoffen zur Bekleidung von Wänden, Decken, Badewannen o. dgl. Mathias Müsch, Charlottenburg, Herderstr. 14. 10. 7. 07.

### Patent-Erteilungen.

37b. 213 644. Stabhohlträger mit nach oben zusammenlaufenden Seitenflächen zur Herstellung von massiven Decken und Unterzügen. Carl Pötsch, Magdeburg, Fürstenwallstr. 9. 25. 11. 08. P. 22 289.

37b. 213 646. Z-förmige Deckensteine und Verfahren zur Herstellung von Decken aus diesen Steinen. Hans Freyschmidt, Posen, Glogauerstr., Ecke Bukerstr. 23. 12. 08. F. 26 740.

37b. 213 748. Verfahren und Vorrichtung zur mehrfachen Verankerung von Bauwerken. Hein, Lehmann & Co. A.-G., Reinickendorf b. Berlin. 20. 8. 08. H. 44 479.

80a. 213 793. Schlagstempelpresse zur Herstellung von Kunststeinen aus Zementmörtel. Emil Ahrens, Halle a. S., Cecilienstr. 100. 18. 7. 08. A. 15 952

- 80a. 213 794. Formmaschine zur Herstellung von rohrartigen Formlingen. Adolf Hütwohl, Bendorf a. Rh. 16. 1. 08. H. 42 609.  
80a. 213 796. Stampfmaschine mit absatzweise in Umdrehung versetztem Formtisch zur Herstellung von Kunststeinen, insbesondere Schwemmsteinen. Peter Krautkrämer, Mülheim b. Koblenz. 16. 7. 08. K. 38 166.  
80a. 213 139. Walzwerk für Ton und ähnliche Massen mit gelochten Mantelflächen. Hermann Keller, Oberstein a. Nahe. 24. 4. 08. K. 37 443.  
80a. 212 968. Misch- und Waschmaschine für Beton, Mörtel, Kies, Sand, Erze, Kohle u. dgl. Ratzinger & Weidenkaff, München. 3. 3. 08. R. 25 980.

**Gebrauchsmuster-Eintragungen.**

- 37a. 387 683. Armierung von Wänden. Ludwig Müller, Remscheid, Fischerstr. 17. 20. 7. 09. M. 31 225.  
37a. 387 826. Armierte Betondecke mit Holzbalken als Deckenträger. Josef Kluge jr., Bochum, Joachimstr. 20. 21. 7. 09. K. 39 821.  
37b. 387 671. Deckenstein. Georg Fischer jr., Erfurt, Langebrücke 36. 12. 7. 09. F. 19 993.  
37f. 387 572. Kamin mit zur Aufnahme der horizontalen Zugspannungen durch Ringeinlagen verstärkten Mörtelagerfugen. Franz Hof, Frankfurt a. M., Schleusenstr. 18. 2. 8. 09. H. 42 499.  
37f. 387 979. Aus Betonbalken bestehender Baugrundrahmen für Wellblechschuppen u. dgl. Fa. H. Clasen, Breslau. 4. 8. 09. C. 7281.  
80a. 388 035. Formmaschine für hohle oder volle Gips-schlacken- oder andere poröse Bausteine. Gustav Maier, Herten i. B., und August Binkert, Freiburg i. B., Nägelseestr. 10. 3. 7. 09. M. 30 915.  
80a. 388 036. Form- und Preßmaschine für hohle und volle Bausteine und Platten aller Art aus Zement und Kalkmaterial. Gustav Maier, Herten i. B., und August Binkert, Freiburg i. B., Nägelseestr. 10. 3. 7. 09. M. 30 916.  
37a. 387 211. Vorrichtung zum Einschalen von Eisenbetonrippendecken in verschiedenen Höhen. Otto Kilp, Wiesbaden, Philippsbergstr. 41. 26. 7. 09. K. 39 881.  
37a. 387 374. Geschränk aus Eisenbeton. Otto Faust, Oberhausen, Rhld., Düppelstr. 51, u. Ferdinand Panzner, Duisburg-Meiderich, Friedrichstr. 43. 20. 7. 09. F. 20 356.  
37b. 387 134. Betondeckenbalken in T-Form mit Fuß. Hans Lettner, G. m. b. H., München. 23. 7. 09. L. 22 189.  
37b. 387 135. Schalldämpfender Profilstein für Betondecken. Hans Lettner, G. m. b. H., München. 23. 7. 09. L. 22 190.  
80a. 387 290. Tonzubringer mit einer aus pendelnd drehenden Messern bestehenden Zerkleinerungseinrichtung. Fa. A. Stotz, Kornwestheim. 22. 12. 08. St. 11 197.  
37b. 385 465. Dübelseinbau aus Kunststein und Holz mit Zapfenverbindung. F. Erdmenger, Köln, Neußerstr. 50. 17. 12. 08. E. 12 052.  
24k. 385 253. Aus armiertem Zementbeton o. dgl. bestehende Riesellatte für den Rieseleinbau von Kamin-kühlern, Gradierwerken usw. Erwin Hirt, Königshütte, O-S., Kattowitzstr. 12. 19. 6. 09. H. 41 959.  
19a. 386 496. Schutzgerät für das Unterstopfen von Betonschwellen. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden. 24. 5. 09. D. 16 209.  
19a. 386 497. Unterlagsplatte mit zugehörigen Klemm-platten für Betonschwellen. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden. 24. 5. 09. D. 16 210.  
19a. 386 498. Betonschwelle für den Eisenbahnoberbau. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden. 24. 5. 09. D. 16 211.  
37b. 386 274. Tragende Platte für Trockenschutz- und Zwischendecken aus Gips mit rippenartigen mit Holz armierten Verstärkungen. Hans Reusing, Dorsten i. W. 27. 11. 08. R. 22 675.

- 37b. 386 555. Eisenbetonplatte mit Rippenversteifung und Drahteinlage an Stelle von Dachziegeln. Arthur Haselhuber, Stettin, Kronprinzenstr. 5. 2. 5. 08. H. 42 068.  
37b. 386 556. Eisenbetonplatte mit Rippenversteifung und Drahteinlage als Wandverkleidung. Arthur Haselhuber, Stettin, Kronprinzenstr. 5. 2. 5. 08. H. 37 013.  
37b. 386 685. Zementbeton-Hohlblock mit aus anderm Material bestehender Ansichtsfäche. Julius Junge, Berlin, Kurfürstendamm 111. 13. 7. 09. J. 9288.  
37a. 386 166. Geschränk aus Eisenbeton. Otto Faust, Oberhausen, Rhld., Düppelstr. 51, u. Ferd. Panzner, Duisburg-Meiderich, Friedrichstr. 43. 5. 7. 09. F. 20 262.  
37b. 385 912. Deckenhohlstein. D. Drescher, Beuthen O.-S., Virchowstr. 28. 5. 7. 09. D. 16 409.  
37b. 386 042. Als Mittel- oder Endstein verwendbarer Hohlstein mit leicht abtrennbarer Längsrippe. Emil Fiedler, Prenzlau. 5. 7. 09. F. 20 254.  
37b. 386 110. Hohlkörper für Betondecken. Dittmar Wolfsohn, Breslau, Sadowastr. 29. 1. 2. 09. W. 26 678.  
37b. 386 139. Grabeinfassung aus Beton mit geschweifelter Kopfseite. Franz Zirk, Schweinfurt a. M. 14. 6. 09. Z. 5821.  
37b. 386 182. Für mit Mörtelputz bekleidete eiserne Säulen oder Pfeiler oder Eisenbetonsäulen dienende Metalleckschutzleiste, deren Befestigungsdollen mit Aus-sparungen versehen sind zum Anschluß an ein um die Säule herumgelegtes Metallband. Max Rupke, Ohligs, Rhld. 19. 12. 08. R. 22 858.  
37b. 386 183. Für mit Mörtelputz bekleidete eiserne Säulen oder Pfeiler oder Eisenbetonsäulen dienende Metalleckschutzleiste, deren Befestigungsdollen mit Haken versehen sind zum Anschluß an ein um die Säule herumgelegtes Metallband. Max Rupke, Ohligs, Rhld. 19. 12. 08. R. 22 859.  
37b. 386 184. Für mit Mörtelputz bekleidete eiserne Säulen oder Pfeiler oder Eisenbetonsäulen dienende Metalleckschutzleiste, deren Befestigungsdollen mit Löchern versehen sind zum Anschluß an ein um die Säule herumgelegtes Metallband. Max Rupke, Ohligs, Rhld. 19. 12. 08. R. 22 860.

**Neue in England angemeldete Patente.**

- Nr. 18 293. John Wilson, Verbesserungen an der Fabrikation von Zement und Beton.  
Nr. 18 887. Blanc Stainless Cement Co., Verbesserungen an der Verfertigung von Portlandzement.

**Neue in Frankreich angemeldete Patente.**

- Nr. 401 575. C. Cannovale, Wölbstein zur Herstellung von hohlen Böden aus armiertem Zement.

**Neue in Österreich angemeldete Patente.**

Betoneisenquerschwellen mit in dem Betonkörper eingebetteter Schienenauflage, wobei die Oberseite der letzteren und die Unterseite der Klemm- oder Unterlagsplatten mit zur Schwellenachse senkrechten ineinandergreifenden Zähnen oder Rippen versehen sind, dadurch gekennzeichnet, daß zum Zweck der Nachstellbarkeit die Klemmplatte nur an dem vom Schienenuß entferntesten Ende in die Zähne oder Rippen der Schienenauflage, bzw. mittels eines Ansatzes in die Unterlagsplatte eingreift, sonst aber hohl liegt, so daß beim Anziehen der Schraubenmutter der auf den Schienenuß sich stützende Teil der Klemmplatte niedergedrückt werden kann.

Franz Benque, Fabrikant und Oskar Lenk, Bau-meister, beide in Villach (Kärnten).

Dübelseinbau für Betonschwellen und dgl., dadurch gekennzeichnet, daß sie mit Innen- und Außengewinde versehen ist und zwecks Vermeidung eines Verdrehens in der Schwelle am unteren geschlossenen Ende einen Vierkantansatz und am oberen zwei Knaggen besitzt und zur Aufnahme von mit entsprechendem Gewinde versehenen

Holzdübeln dient. Eduard Ess, Architekt in Straßburg i. E.

Verfahren zur Erzeugung farbiger Tonwaren von hohem sammetartigen Glanz, dadurch gekennzeichnet, daß die rohen (ungebrannten oder halbgebrannten) Gegenstände mit einem aus Tonschlamm gebildeten gefärbten Überzuge (der Engobe) versehen und dann poliert werden, worauf das Brennen erfolgt. Karl Fischer und Georg Fischer, beide Fabrikanten in Sulzbach (Bayern).

#### Neue in Ungarn angemeldete Patente.

Nr. 3308. Dr. Paul Mecke, Chemiker in Stettin, Verfahren zur Herstellung wasserdichten Betons und Kalkmörtels. I Vh/1 7. 12. 1908.

Nr. 2261, Ransome & Smith Company in New-York, Betonmischmaschine. XVII/d 7. 4. 1909.

K. 3786. Otto Kaiser, Ingenieur in St. Ingbert. „Mischmaschine mit drehbarer Mischtrommel zur Herstellung von Beton und dergl.“ XVII/d. 31. 3. 1909.

F. 2228. Karl Fischer und Georg Fischer, Kunsttöpfer in Sulzbach. „Verfahren zur Erzeugung farbiger Tonwaren mit hohem Samtglanz.“ XVII/b. 15. 3. 1908. Priorität 14. 9. 1906.

Nr. 3417. August Martin in Wildenheid. „Einfriedigung, welche in allen ihren Teilen aus Beton besteht.“ VIII/a. 29. 3. 1909.

### VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

#### Zement aus Hochofenschlacken.

Aus der Hochofenschlacke läßt sich nach verschiedenen Methoden sehr brauchbarer Zement herstellen. Die wesentlichsten der neuerdings erfundenen Herstellungsmethoden für solche Zementarten sind die im Folgenden angegebenen:

Das Canaris-Verfahren: Die Schlacke wird aus Kalkmilch, die aus frisch gelöschtem Kalk hergestellt wird, unter mechanischem Umrühren zerkleinert. Auf je 100 Teile Schlacke nimmt man zwei Gewichtsteile ungelöschten Kalk.

Das Collosseaus-Verfahren: Die noch flüssige Schlacke wird mit Lösungen von Calcium-, Magnesium- und Aluminiumsalzen behandelt. Die hierbei eintretende Wirkung ist zweierlei. Die Struktur der Schlacke erleidet dabei eine Veränderung und wird auch ihre chemische Zusammensetzung derart beeinflusst, daß die ungeeigneten Beimengungen, wie z. B. Schwefel, unschädlich oder gar zum Zwecke einer guten Bindung und Erhärtung dienstbar gemacht werden.

Das Müllersche Verfahren: An Stelle der Calcium- und anderen Salze in dem vorgenannten Verfahren werden in vielen Fällen Barium- oder Strontiumsalze mit größerem Vorteil verwendet.

Das Grausche Verfahren: Man lenkt auf die noch flüssige Schlacke einen Strom überhitzten Dampfes, wodurch die Schlacke in Form eines feinen Pulvers erstarrt. Dieses Pulver läßt man langsam erkalten, sodaß die Einwirkungen des Dampfes und der hohen Temperatur noch lange anhalten. (Mitgeteilt von I. Bett & Co.)

#### Mahlen des Zementes.

Die Feinheit des Zementes, wie auch der zu seiner Herstellung verwendeten Bestandteile, ist eine wichtige Vorbedingung für seine gute Qualität. Nach einem neuen Pfeifferschen Patent wird ein ganz neues Verfahren zur

Abscheidung des feinen Zementpulvers angewendet. Zunächst ist das Mahlen und das Abscheiden des Mahlgutes vollkommen voneinander getrennt. Das Abscheiden geschieht durch eine Art Gebläse, ohne jede Siebvorrichtung, liefert aber ein äußerst feines und gleichmäßiges Produkt. Die neue Maschine soll aber bedeutend weniger Kraft beanspruchen, sodaß mit derselben ein sehr feiner, körniger Zement billiger hergestellt werden kann, als gewöhnlicher Zement auf dem bisherigen Wege.

### BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Der Dreigelenkbogen“ aus Stein, Beton oder Eisenbeton von Dr. Ing. Karl Zimmermann. Stuttgart u. Leipzig, Deutsche Verlagsanstalt.

Unter vorstehendem Titel ist ein Buch erschienen, welches sich die Aufgabe stellt, den Entwurf von Dreigelenkbogenbrücken möglichst zu vereinfachen.

Der Verfasser behandelt hauptsächlich den symmetrischen Dreigelenkbogen.

Es wird zunächst gezeigt, wie man in einem übersichtlichen „Vorverfahren“ auf rechnerischem Wege zu möglichst günstigen Abmessungen kommen kann. Diese Abmessungen werden dann im „Hauptverfahren“ benutzt. Hierbei sind mehrere zeichnerische und rechnerische Wege zur Bestimmung der Maximalpressungen sowie der Ermittlung der Mittellinie angegeben, so daß das Baumaterial bei gegebener Spannweite und gegebener Pfeilhöhe des Bogens möglichst ausgenutzt ist. Neu ist hierbei speziell an dem zeichnerischen Verfahren, das dem Stützlinienverfahren ähnlich ist, die Trennung von Eigengewicht und Nutzlast, wodurch sich die Arbeit bei Untersuchung mehrerer Entwürfe vereinfacht.

Dieses zeichnerische Verfahren erstreckt sich übrigens auch auf unsymmetrische Bogen.

In einem der darauffolgenden Abschnitte sind Belastungsgleichwerte zwecks Ersatz der vorschriftsmäßigen Radlasten bei Eisenbahn- und Straßenbrücken und andere wichtige Angaben für den Entwurf solcher Brücken gebracht. In demselben Abschnitt finden sich ferner die entsprechenden Werte für sonst gleiche Brücken, deren Bogen sich in mehreren Rippen über die Fahrbahn erhebt, so daß man als Erweiterung der Rechnungen in den ersten Teilen des Buches freiere Hand in der Wahl der Pfeilhöhe hat.

Zur Erläuterung der im Buch entwickelten Formeln sind gegen 20 Beispiele von Brücken der verschiedensten Art durchgerechnet.

Das Buch kann bei Entwürfen für Dreigelenkbogenbrücken jedem Ingenieur gute Dienste leisten.

Conrad, Dipl. Ing.

### NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Nitzsche-Schewior, „Graphische Tafeln für Eisenbahnkonstruktionen.“ 56 Seiten und 10 graphische Tafeln, 2 Zahlentafeln mit 17 Beispielen. Verlag von W. Engelmann. Leipzig 1909. Preis M 20,—.

Dr.-Ing. Franz Leiner, Reg.-Bauführer, „Der Gehängebau.“ 78 Seiten stark und 28 Abbildungen. Verlag von W. Engelmann, Leipzig 1909.

A. Poulsen, Sektionschef des Kgl. dän. Wasserbauamts, Lemvig, „Zement im Meerwasser von dem Verein Skandinavischer Portlandzementfabrikanten.“ Gedruckt bei J. Jorgensen & Co., Kopenhagen 1909.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.